

S.S. 38 - LOTTO 4: VARIANTE DI TIRANO DALLO SVINCOLO DI STAZZONA (COMPRESO) ALLO SVINCOLO DI LORETO (CON COLLEGAMENTO ALLA DOGANA DI POSCHIAVO)

**S.S. 38 - LOTTO 4: NODO DI TIRANO -
TRATTA "A" (SVINCOLO DI BIANZONE - SVINCOLO LA GANDA)
E TRATTA "B" (SVINCOLO LA GANDA - CAMPONE IN TIRANO)**

PROGETTO ESECUTIVO

 <p>STUDIO CORONA</p>	 <p>ING. RENATO DEL PRETE</p> <p>Ing. Renato Del Prete Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5073</p>	 <p>Arch. Nicoletta Frattini</p> <p>Arch. Nicoletta Frattini Ordine degli Arch. di Torino e provincia n° A-8433</p>	 <p>Ing. Gabriele Incecchi</p> <p>Ing. Gabriele Incecchi Ordine degli Ingg. di Roma e provincia n° A-12102</p>
	 <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri</p> <p>Prof. Ing. Matteo Ranieri Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1137</p>	 <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi</p> <p>Prof. Ing. Luigi Monterisi Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 1771</p>	 <p>Ing. Gioacchino Angarano</p> <p>Ing. Gioacchino Angarano Ordine degli Ingg. di Bari e provincia n° 5970</p>
<p>VISTO: IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO</p> <p>Dott. Ing. Giancarlo LUONGO</p>	<p>RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE</p> <p>Ing. Valerio BAJETTI</p>	<p>GEOLOGO</p> <p>Dot. Geol. AMANTIA FRANCESCO REGIONALE DEI GEOLOGI DI SICILIA N° 143</p> <p>Dott. Geol. Francesco AMANTIA SCUDERIP</p>	<p>IL COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE</p> <p>Ing. Gaetano RANIERI</p>

<p>HA04</p>	<p>H - PROGETTO STRUTTURALE OPERE PRINCIPALI</p> <p>HA - VI01 PONTE SULL'ADDA DI STAZZONA</p> <p>RELAZIONE DI CALCOLO OPERE PROVVISORIALI</p>
--------------------	--

<p>CODICE PROGETTO</p> <p>PROGETTO LIV. PROG. N. PROG.</p> <p>M 1 3 2 4 E 1 8 0 1</p>	<p>NOME FILE</p> <p>HA04-P00VI01STRRE04_A.dwg</p>	<p>REVISIONE</p> <p>A</p>	<p>SCALA:</p> <p>-----</p>
<p>CODICE ELAB.</p> <p>P 0 0 V I 0 1 S T R R E 0 4</p>			

C					
B					
A	EMISSIONE	SETTEMBRE 2018	ING. NICOLA LIGAS	ING. FABRIZIO BAJETTI	ING. VALERIO BAJETTI
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

SOMMARIO

1	PREMESSA	3
2	NORMATIVA	4
3	UNITA' DI MISURA	4
4	MATERIALI	5
4.1	Calcestruzzi.....	5
4.1.1	Calcestruzzo per pali Ø600 della paratia (UNI 11104-2016).....	5
4.1.2	Calcestruzzo per cordolo di testa (UNI 11104-2016).....	5
4.2	Acciai.....	6
4.2.1	Acciaio per armatura lenta.....	6
4.2.2	Acciaio per opere in carpenteria metallica.....	6
5	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI	7
5.1	Definizione della stratigrafia e dei parametri geotecnici di calcolo.....	7
5.2	Approccio di calcolo.....	10
6	ANALISI DEI CARICHI	11
6.1	Peso proprio delle strutture in cemento armato.....	11
6.1.1	Strutture in calcestruzzo armato.....	11
6.1.2	Strutture in carpenteria metallica.....	11
6.2	Spinta laterale dei terreni a tergo delle paratie.....	11
6.3	Spinta dei sovraccarichi accidentali a tergo delle paratie.....	11
7	COMBINAZIONI DI CARICO	13
7.1	Combinazioni di carico statiche.....	13
7.1.1	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni quasi permanenti.....	13
7.1.2	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni frequenti.....	13
7.1.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite di Esercizio – Combinazioni caratteristiche.....	13
7.1.4	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo.....	13
8	PALANCOLA METALLICA – MODELLO DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI	15
8.1	Modello di calcolo.....	15
8.2	Valutazione della costante di rigidezza delle molle orizzontali equivalenti.....	15
8.3	Fasi di realizzazione.....	16
8.4	Valutazione delle azioni sollecitanti sulla palanca.....	22
8.4.1	Combinazione SLE – Caratteristica.....	22
8.4.2	Combinazione SLU – STR.....	23
8.4.3	Combinazione SLU – GEO.....	24
9	PALANCOLA METALLICA – VERIFICA STRUTTURALE DELLA PALANCOLA	25
9.1	Combinazione SLE – Caratteristica.....	25
9.2	Combinazione SLU - STR.....	26
10	PALANCOLA METALLICA - VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO IN ESERCIZIO	27
11	PALANCOLA METALLICA - VERIFICA DI STABILITÀ ALLA ROTAZIONE	28
11.1	Combinazione SLU - GEO.....	28
12	PALANCOLA METALLICA - CENTINATURE METALLICHE – VERIFICHE STRUTTURALI	30
12.1	Valutazione delle azioni sollecitanti.....	30
12.2	Verifica strutturale del profilo metallico.....	31

12.2.1	Verifica di resistenza a flessione.....	32
12.2.2	Verifica di instabilità flesso – torsionale.....	33
12.2.3	Verifica di resistenza a taglio	33
13	PARATIA PALI Ø600 – MODELLO DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLE AZIONI	
SOLLECITANTI.....		34
13.1	Modello di calcolo.....	34
13.2	Valutazione della costante di rigidezza delle molle orizzontali equivalenti	34
13.3	Fasi di realizzazione.....	35
13.4	Valutazione delle azioni sollecitanti sulla paratia di micropali	38
13.4.1	Combinazione SLE – Caratteristica	38
13.4.2	Combinazione SLU – STR.....	39
13.4.3	Combinazione SLU – GEO	40
13.5	Riepilogo delle azioni sollecitanti sui pali Ø600	41
14	PARATIA DI PALI – VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI Ø600.....	42
14.1	Sezione resistente e armatura di verifica	42
14.2	Verifica allo Stato Limite di limitazione delle tensioni	42
14.3	Verifica allo Stato Limite di fessurazione	43
14.4	Verifica allo Stato Limite Ultimo per flessione retta	44
14.5	Verifica allo Stato Limite Ultimo per taglio	45
15	PARATIA DI PALI - VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO.....	46
16	VERIFICA DI STABILITÀ ALLA ROTAZIONE	47
16.1	Combinazione SLU - GEO	47
17	CORDOLO DI TESTA – VERIFICHE STRUTTURALI	49
17.1	Valutazione delle azioni sollecitanti	49
17.2	Sezione e armatura di verifica	49
17.3	Verifica allo SLU per flessione semplice.....	50
17.4	Verifica allo SLU per taglio	51

1 PREMESSA

La presente relazione riporta il dimensionamento e le verifiche strutturali della palancola metallica e della paratia di pali Ø600 a protezione della zattera di fondazione delle pile del ponte VI-01 nell'ambito del progetto esecutivo "S.S. 38 – Lotto 4: Nodo di Tirano – Tratta "A" (Svincolo di Biazone – Svincolo La Ganda) – Tratta "B" (Svincolo La Ganda – Campone in Tirano)".



Il dimensionamento e la verifica delle opere provvisorie vengono eseguiti in corrispondenza della pila 2 (altezza di scavo maggiore).

2 NORMATIVA

Nella redazione dei calcoli statici ci si è attenuti alle prescrizioni della Normativa vigente; in particolare:

- **Legge n°1086 del 05/11/1971** “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”
- **Legge n°64 del 02/02/1974** “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”
- **Decreto Ministeriale 17/01/2018** “Norme Tecniche per le Costruzioni”
- **Circolare Min. 02/02/2009, n° 617** “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14/01/2008”
- **UNI EN 1991-2 (Eurocodice 1 – Parte 2)** → Azioni sulle strutture – Carichi da traffico sui ponti
- **UNI EN 1992-1 (Eurocodice 2 – Parte 1)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Regole generali
- **UNI EN 1992-2 (Eurocodice 2 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Ponti
- **UNI EN 1998-2 (Eurocodice 8 – Parte 2)** → Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Ponti
- **UNI EN 206-1:2006** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione e conformità
- **UNI 11104** → Calcestruzzo – Specificazione, prestazione, produzione e conformità – Istruzioni complementari per l’applicazione della EN 2016-1

3 UNITA' DI MISURA

Nei calcoli è stato fatto uso delle seguenti unità di misura:

- per i carichi: $\text{kN/m}^2, \text{kN/m}, \text{kN}$
- per i momenti: kNm
- per i tagli e sforzi normali: kN
- per le tensioni: N/mm^2
- per le accelerazioni: m/sec^2

4 MATERIALI

4.1 CALCESTRUZZI

4.1.1 CALCESTRUZZO PER PALI Ø600 DELLA PARATIA (UNI 11104-2016)

Per i pali Ø600 della paratia è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.220,19	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	30.440,77	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**
- Copriferro netto minimo: **60 mm**

4.1.2 CALCESTRUZZO PER CORDOLO DI TESTA (UNI 11104-2016)

Per il cordolo di testa è stato previsto un calcestruzzo con classe di resistenza **C25/30** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

CARATTERISTICHE MECCANICHE DEI CALCESTRUZZI - D.M. 17.01.2018			
Classe di resistenza del calcestruzzo		C25/30	▼
Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza cilindrica media a compressione a 28 gg	f_{cm}	32,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Resistenza media a trazione	f_{ctm}	2,56	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,79	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,19	[N/mm ²]
Modulo elastico istantaneo	E_c	31.220,19	[N/mm ²]
Modulo elastico medio	E_{cm}	30.440,77	[N/mm ²]

- Classe di esposizione: **XC2**
- Classe di consistenza: **S4**
- Rapporto minimo acqua / cemento: **0,60**
- Contenuto minimo di cemento: **300 kg/mc**
- Diametro massimo degli inerti: **30 mm**

- Copriferro netto minimo: **40 mm**

4.2 ACCIAI

4.2.1 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Per le armature lente è stato previsto un acciaio del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{t,k} = 540,00 \text{ N/mm}^2$ (resistenza caratteristica a rottura)
- $f_{y,k} = 450,00 \text{ N/mm}^2$ (tensione caratteristica di snervamento)
- $f_{y,d} = 391,30 \text{ N/mm}^2$ (resistenza di calcolo – $\gamma_s=1,15$)
- $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$ (modulo elastico istantaneo)

4.2.2 ACCIAIO PER OPERE IN CARPENTERIA METALLICA

Per le opere in carpenteria metallica (palancole e profili di centinatura) è stato previsto l'utilizzo di un acciaio tipo **S355JR** con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Tipologia di acciaio → **S355JR**
- Tensione caratteristica di rottura → $f_{tk} = 510,00 \text{ N/mm}^2$
- Tensione caratteristica di snervamento → $f_{yk} = 355,00 \text{ N/mm}^2$
- Resistenza di calcolo → $f_{yd} = 338,09 \text{ N/mm}^2$
- Modulo elastico → $E_s = 210.000,00 \text{ N/mm}^2$

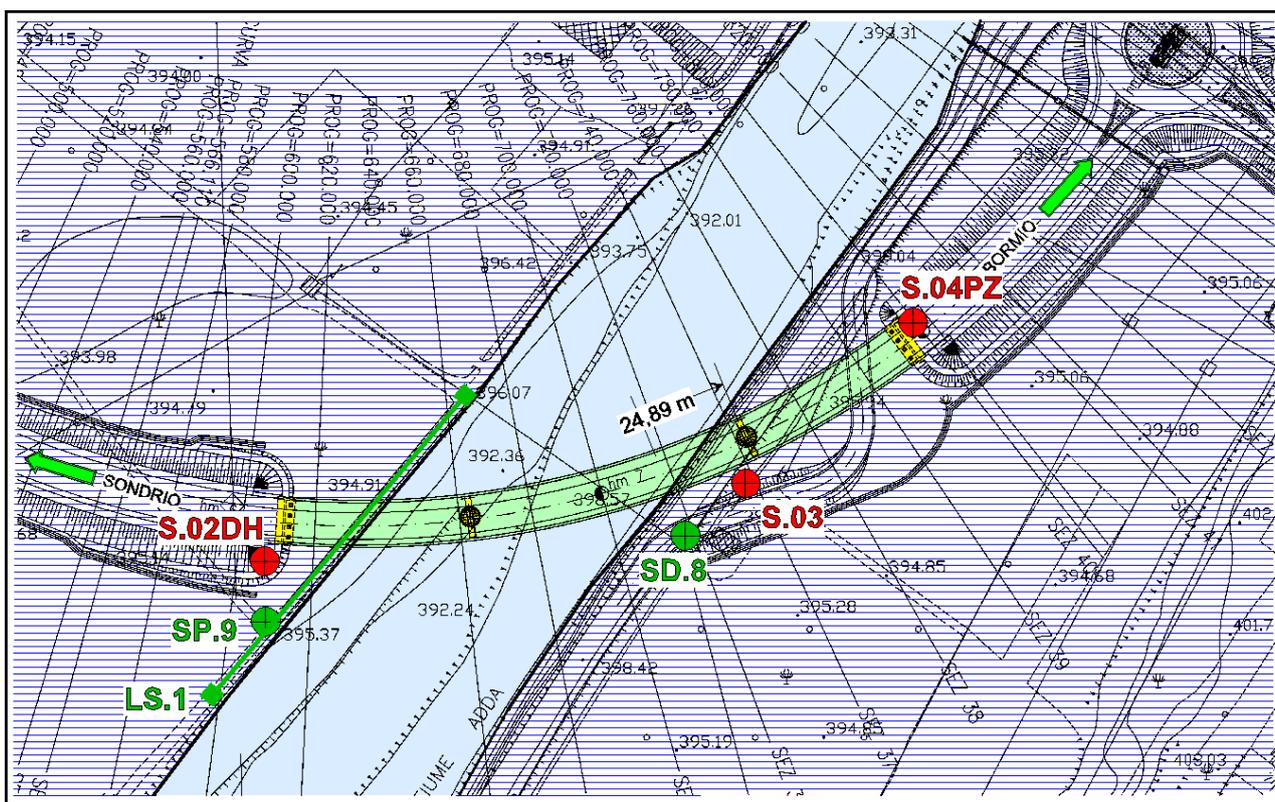
5 CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

5.1 DEFINIZIONE DELLA STRATIGRAFIA E DEI PARAMETRI GEOTECNICI DI CALCOLO

Per la determinazione della stratigrafia dei terreni utilizzata per le verifiche delle strutture di fondazione si è fatto riferimento ai seguenti sondaggi:

- Sondaggio SP.9 (2009)
- Sondaggio SD.8 (2009)
- Sondaggio S.03 (2019)
- Sondaggio S.02DH (2019)
- Sondaggio S.04PZ (2019)

I sondaggi sopra elencati risultano ubicati come mostrato nell'immagine seguente:



Le opere di fondazione e le relative opere provvisorie ricadono interamente all'interno dell'unità litologica UG1 (depositi alluvionali).

Di seguito sono riepilogati i parametri geotecnici e geomeccanici relativi alla formazione litologica UG1 (depositi alluvionali):

- Peso di volume saturo	$\gamma_s = 21,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso di volume	$\gamma = 19,00 \text{ kN/m}^3$
- Coesione efficace	$c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$
- Angolo di attrito (valore caratteristico)	$\phi' = 36,00^\circ$
- Densità relativa (Bazaraa, 1962 – da valori medi di $N_1(60)$)	$Dr = 60,00 \%$
- Modulo elastico (Young)	$E = 431,31 \text{ N/mm}^2$
- Modulo Edometrico	$E_d = 517,58 \text{ N/mm}^2$

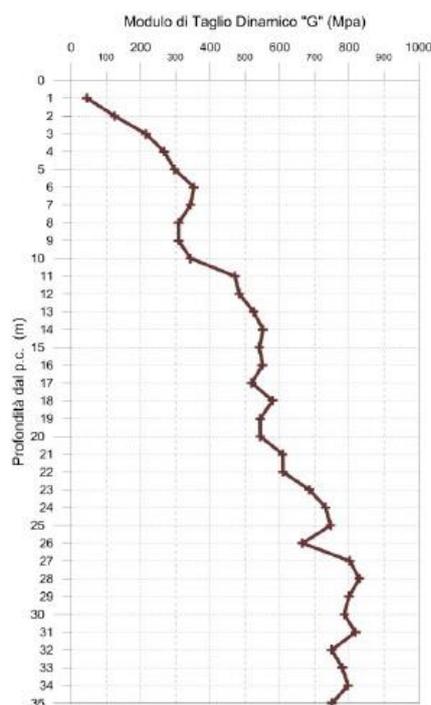
La falda è assunta alla quota di imposta della zattera di fondazione (testa palo).

Per la valutazione del modulo E_{vc} del terreno si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$E_{vc} = 0,80 \cdot G_0$$

dove G_0 è il modulo di taglio per piccole deformazioni stimato in base a V_s e γ_d .

Per la valutazione di G si è fatto riferimento alle risultanze dell'indagine sismica down – hole S.06DH (2019):



Sismostrato	Profondità dal p.c. (m)		$(V_p)_{medio}$ m/s	$(V_s)_{medio}$ m/s
	da	a		
1°	1,0	3,0	535	184
2°	3,0	5,0	703	320
3°	5,0	11,0	851	422
4°	11,0	35,0	1.623	580

Profondità (m dal p.c.)	tempi osservati t_0 "P" (ms)	tempi osservati t_0 "S" (ms)	tempi corretti t_c "P" (ms)	tempi corretti t_c "S" (ms)	velocità intervallo V_p (m/s)	velocità intervallo V_s (m/s)	V_p/V_s	Poisson (n)	γ_n gamma NATURALE	G Mpa	E Mpa	K Mpa
1	4,27	14,23	1,91	6,36	523	157	3,3	0,45	1,8	44	129	434
2	5,38	16,48	3,81	11,65	534	264	2,0	0,34	1,8	125	335	346
3	6,67	18,73	5,55	15,58	606	346	1,8	0,26	1,8	215	542	374
4	7,77	20,97	6,95	18,76	782	386	2,0	0,34	1,8	268	717	744
5	8,90	23,22	8,26	21,56	812	406	2,0	0,33	1,8	297	792	791
6	10,09	25,34	9,57	24,04	791	443	1,8	0,27	1,8	353	898	655
7	11,24	27,53	10,81	26,47	827	436	1,9	0,31	1,8	343	896	773
8	12,46	29,86	12,09	28,97	794	415	1,9	0,31	1,8	309	813	724
9	13,58	32,21	13,26	31,44	868	414	2,1	0,35	1,8	309	836	945
10	14,68	34,45	14,39	33,78	890	437	2,0	0,34	1,8	343	921	970
11	15,69	36,37	15,44	35,78	969	512	1,9	0,31	1,8	471	1232	1063
12	16,52	38,27	16,29	37,75	1192	519	2,3	0,38	1,8	484	1339	1912
13	17,27	40,10	17,07	39,63	1310	540	2,4	0,40	1,8	525	1467	2390
14	17,94	41,88	17,76	41,46	1480	554	2,7	0,42	1,8	552	1567	3209
15	18,57	43,74	18,41	43,36	1572	534	2,9	0,43	1,9	541	1553	3973
16	19,19	45,58	19,04	45,23	1606	538	3,0	0,44	1,9	551	1582	4167
17	19,78	47,48	19,64	47,16	1685	523	3,2	0,45	1,9	519	1503	4705
18	20,34	49,28	20,22	48,98	1748	552	3,2	0,44	1,9	580	1675	5032
19	20,90	51,14	20,79	50,86	1779	535	3,3	0,45	1,9	544	1577	5287
20	21,48	53,00	21,37	52,74	1736	535	3,2	0,45	1,9	544	1575	4998
21	22,06	54,76	21,96	54,51	1712	566	3,0	0,44	1,9	608	1751	4757
22	22,65	56,52	22,56	56,28	1678	566	3,0	0,44	1,9	609	1749	4537
23	23,26	58,17	23,17	57,96	1638	600	2,7	0,42	1,9	685	1949	4186
24	23,87	59,78	23,79	59,57	1630	621	2,6	0,42	1,9	732	2072	4074
25	24,46	61,37	24,38	61,17	1683	627	2,7	0,42	1,9	747	2120	4387
26	25,07	63,05	24,99	62,87	1647	592	2,8	0,43	1,9	665	1897	4270
27	25,65	64,59	25,58	64,41	1703	650	2,6	0,41	1,9	802	2269	4442
28	26,25	66,10	26,18	65,93	1673	661	2,5	0,41	1,9	829	2334	4210
29	26,84	67,64	26,77	67,48	1696	649	2,6	0,41	1,9	799	2261	4402
30	27,42	69,19	27,36	69,04	1712	643	2,7	0,42	1,9	786	2228	4523
31	27,99	70,75	27,94	70,60	1741	640	2,7	0,42	2,0	818	2326	4971
32	28,58	72,38	28,52	72,24	1704	612	2,8	0,43	2,0	750	2138	4804
33	29,17	73,98	29,11	73,84	1695	625	2,7	0,42	2,0	780	2218	4703
34	29,74	75,56	29,69	75,43	1732	631	2,7	0,42	2,0	796	2267	4938
35	30,34	77,19	30,29	77,06	1686	612	2,8	0,42	2,0	750	2137	4684

Il modulo di taglio è valutato come valore medio dei valori determinati nella prova down – hole fino alla profondità della base delle opere provvisionali:

PALANCOLA METALLICA (0,00 m – 12,00 m da p.c.)

$G_{\text{medio}} = 296,75 \text{ Mpa} \rightarrow 296.750,00 \text{ kPa}$

Risulta pertanto:

$E_{vc} = 0,80 \times 296.750,00 = 237.400,00 \text{ kPa}$

A favore di sicurezza è stato assunto un parametro E_{vc} ridotti, pari rispettivamente a:

$E_{vc} = 30.000,00 \text{ kPa}$

Per la valutazione del modulo E_{ur} del terreno si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{vc}$$

Risulta pertanto:

$E_{ur} = 3 \times 30.000,00 = 90.000,00 \text{ kPa}$

PARATIA DI PALI

$G_{\text{medio}} = 355,583 \text{ Mpa} \rightarrow 355.583,00 \text{ kPa}$

Risulta pertanto:

$$E_{vc} = 0,80 \times 355.583,00 = 284.466,40 \text{ kPa}$$

A favore di sicurezza è stato assunto un parametro E_{vc} ridotti, pari rispettivamente a:

$$E_{vc} = 30.000,00 \text{ kPa}$$

Per la valutazione del modulo E_{ur} del terreno si è fatto riferimento alla seguente relazione:

$$E_{ur} = 3 \cdot E_{vc}$$

Risulta pertanto:

$$E_{ur} = 3 \times 30.000,00 = 90.000,00 \text{ kPa}$$

5.2 APPROCCIO DI CALCOLO

Le verifiche geotecniche di carico limite ultimo e di portanza laterale vengono condotte secondo l'approccio 2 previsto dal D.M.17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" - Combinazione A1 - M1 - R3.

Tab. 6.4.II – Coefficienti parziali γ_R da applicare alle resistenze caratteristiche a carico verticale dei pali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

(*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

È stata considerata la presenza di tre verticali indagate al fine di determinare il valore dei fattori di riduzione delle resistenze caratteristiche ξ_3 e ξ_4 :

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 6.4.IV – Fattori di correlazione ξ per la determinazione della resistenza caratteristica in funzione del numero di verticali indagate.

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 PESO PROPRIO DELLE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

6.1.1 STRUTTURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Il peso per unità di volume del cemento armato è assunto pari a **25,00 kN/m³**.

6.1.2 STRUTTURE IN CARPENTERIA METALLICA

Il peso per unità di volume dell'acciaio da carpenteria è assunto pari a **78,50 kN/m³**.

6.2 SPINTA LATERALE DEI TERRENI A TERGO DELLE PARATIE

La spinta dei terreni a tergo delle paratie è valutata in condizioni di equilibrio limite attivo dei terreni.

La spinta attiva dei terreni viene pertanto valutata mediante la seguente relazione:

$$S_i = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_a \cdot H^2$$

dove:

- γ è il peso per unità di volume del terreno
- k_a è il coefficiente di spinta attiva, valutato mediante la formulazione di Coulomb:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]}$$

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

6.3 SPINTA DEI SOVRACCARICHI ACCIDENTALI A TERGO DELLE PARATIE

La spinta sovraccarichi accidentali a tergo delle paratie è valutata in condizioni di equilibrio limite attivo dei terreni.

La spinta attiva dei sovraccarichi accidentali viene pertanto valutata mediante la seguente relazione:

$$S_q = q \cdot k_a \cdot H$$

dove:

- q è l'entità del sovraccarico accidentale a tergo delle paratie
- k_a è il coefficiente di spinta attiva, valutato mediante la formulazione di Coulomb:

$$k_a = \frac{\text{sen}^2(\beta + \varphi)}{\text{sen}^2 \beta \cdot \text{sen}(\beta - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\varphi + \delta) \cdot \text{sen}(\varphi - \varepsilon)}{\text{sen}(\beta - \delta) \cdot \text{sen}(\beta + \varepsilon)}} \right]}$$

con:

- φ = angolo di attrito interno
- β = inclinazione del paramento di monte rispetto all'orizzontale
- δ = angolo di attrito terra – muro
- ε = inclinazione del terreno di monte rispetto all'orizzontale
- H è l'altezza complessiva dello strato di terreno.

Per le palancole a protezione degli scavi per la realizzazione delle opere di fondazione delle nuove sottostrutture verrà considerato forfettariamente un sovraccarico accidentale pari a $q = 10,00 \text{ kN/m}^2$ per tener conto dell'eventuale presenza di mezzi d'opera.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

7.1 COMBINAZIONI DI CARICO STATICHE

7.1.1 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche quasi permanenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{2i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori quasi permanenti

7.1.2 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI FREQUENTI

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche frequenti allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{1i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori frequenti

7.1.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO – COMBINAZIONI CARATTERISTICHE

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche caratteristiche allo Stato Limite di Esercizio, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum G_{kj} + Q_{k1} + \sum (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

7.1.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Per le combinazioni di carico statiche relative alla struttura in oggetto si è fatto riferimento a quanto riportato nel capitolo nel D.M. 17.01.2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni", par. 2.5.3.

Sulla base di ciò sono state individuate le combinazioni di carico statiche allo Stato Limite Ultimo, ottenute tramite la relazione generale:

$$F_d = \sum_{j=1}^m (\gamma_{Gj} \cdot G_{kj}) + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot \gamma_{Qi} \cdot Q_{ki})$$

dove:

- γ_G e γ_Q rappresentano i coefficienti parziali di amplificazione dei carichi
- G_{kj} rappresenta il valore caratteristico della j-esima azione permanente
- Q_{k1} rappresenta il valore caratteristico dell'azione variabile di base in ogni combinazione
- Q_{ki} rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile
- ψ_{0i} rappresentano i coefficienti di combinazione per tener conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i loro valori caratteristici

8 PALANCOLA METALLICA – MODELLO DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

8.1 MODELLO DI CALCOLO

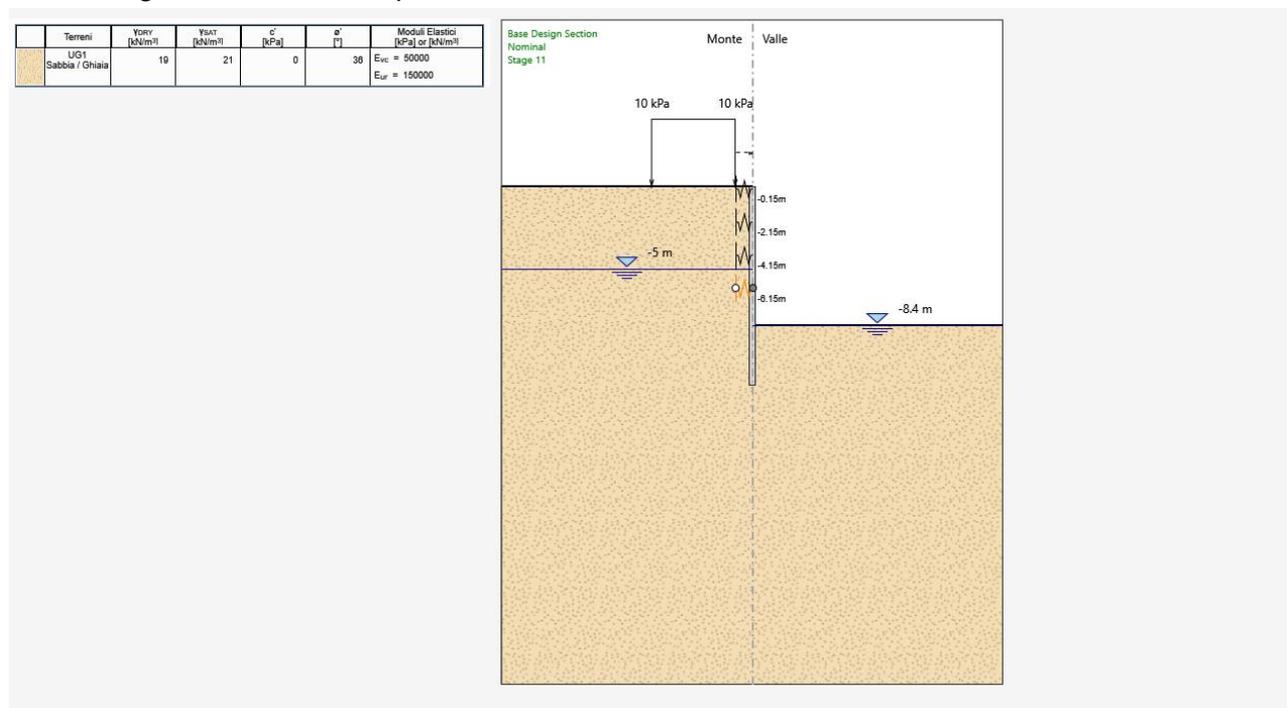
Al fine della valutazione delle azioni sollecitanti è stato approntato un apposito modello di calcolo mediante il software **Paratie Plus 2018** (CeAS).

Nel modello di calcolo è stato valutato il comportamento di una palanca metallica infissa (profilo **Ø600**), di lunghezza pari a **12,0 m**.

La palanca è vincolata trasversalmente da quattro ordini di centinature metalliche, realizzate mediante profili metallici commerciali **HEB300** (con saette diagonali, inclinate orizzontalmente a 45°, per la riduzione della luce libera di inflessione).

La presenza delle centinature metalliche (trattandosi di sezione chiusa) è stata considerata inserendo molle traslazionali equivalenti con rigidezza valutata secondo lo schema di trave a campata unica semplicemente, appoggiata alle saette diagonali, di lunghezza pari alla lunghezza del lato lungo della sezione chiusa → **7,20 m**.

Nell'immagine successiva è riportata la fase finale del modello:



8.2 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ORIZZONTALI EQUIVALENTI

A favore di sicurezza viene preso in esame uno schema statico di trave a campata unica semplicemente appoggiata agli estremi (costituiti dalle saette diagonali).

Si considera la trave metallica caricata da un'azione orizzontale lineare unitaria.

La freccia massima di una trave a campata unica semplicemente appoggiata agli estremi è determinata mediante la seguente relazione:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot J} \rightarrow f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,00 \cdot 7,20^4}{210.000,00 \cdot 10^3 \cdot 0,0252} = 6,612 \cdot 10^{-6} \text{ m}$$

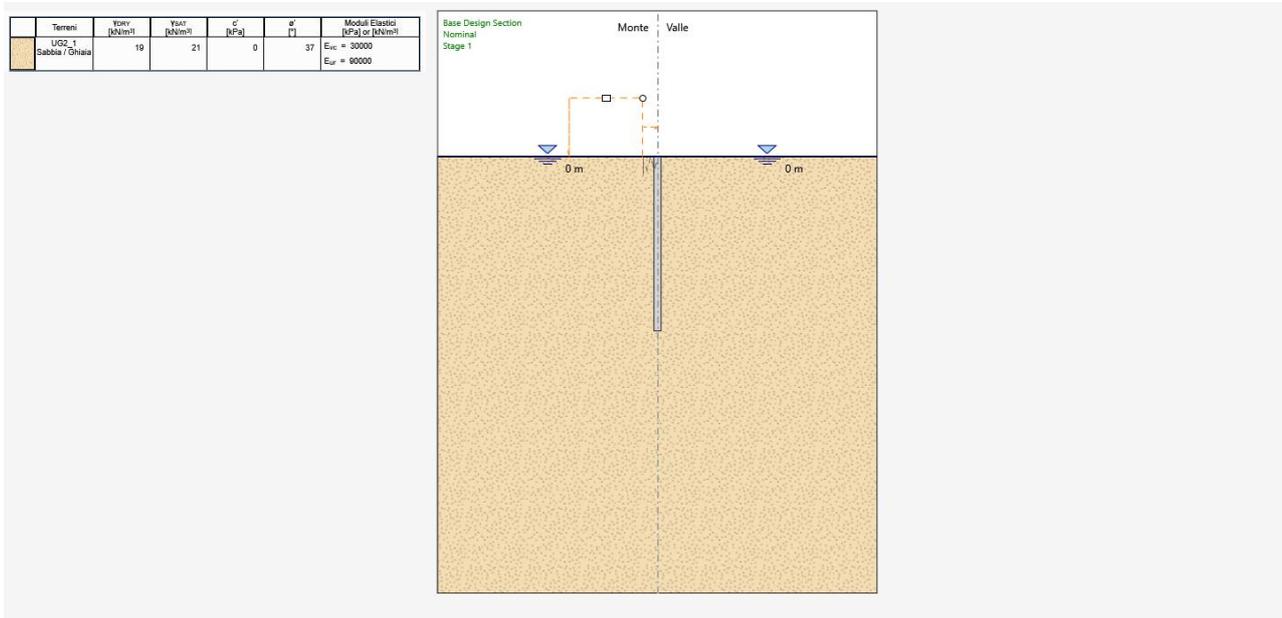
La rigidezza delle molle elastiche mediante le quali sono schematizzate le centinature metalliche è pari a:

$$k = \frac{p}{f} \rightarrow k = \frac{1,00}{6,612 \cdot 10^{-6}} = 151.234,57 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

8.3 FASI DI REALIZZAZIONE

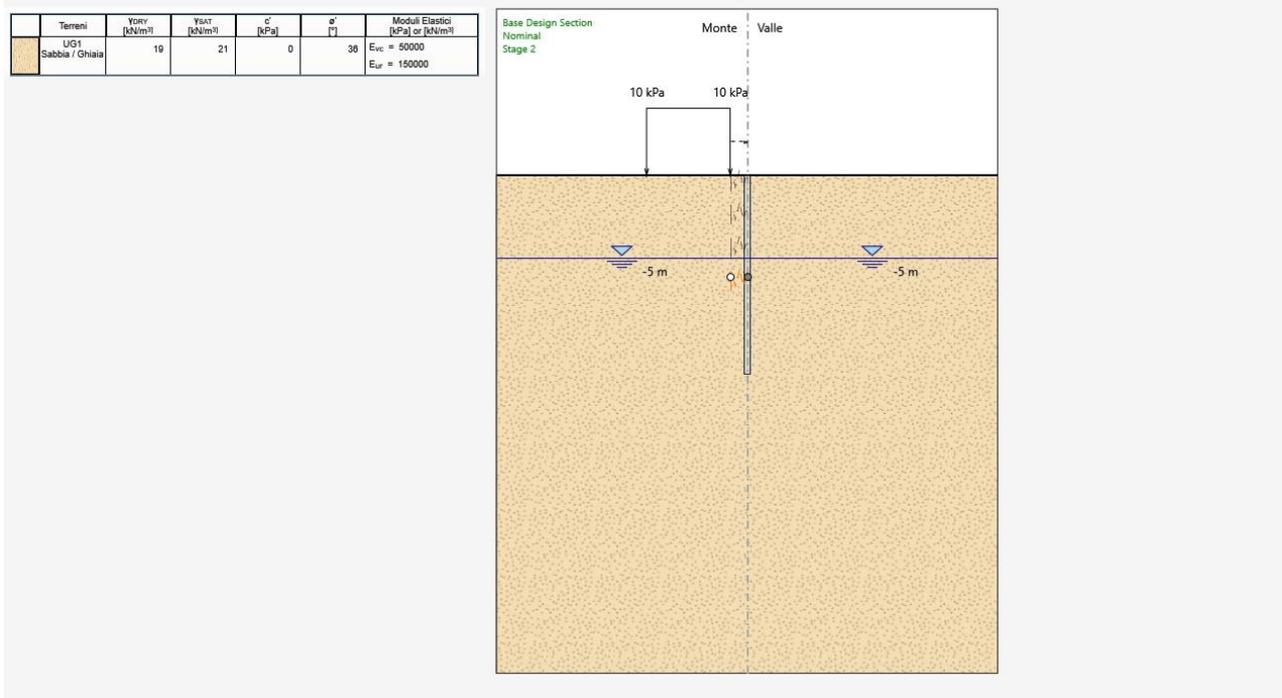
FASE 1 (geostatica)

- Infissione della palancola metallica
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna (trattandosi di un'opera provvisoria si pone la quota di falda in corrispondenza del fondo alveo)



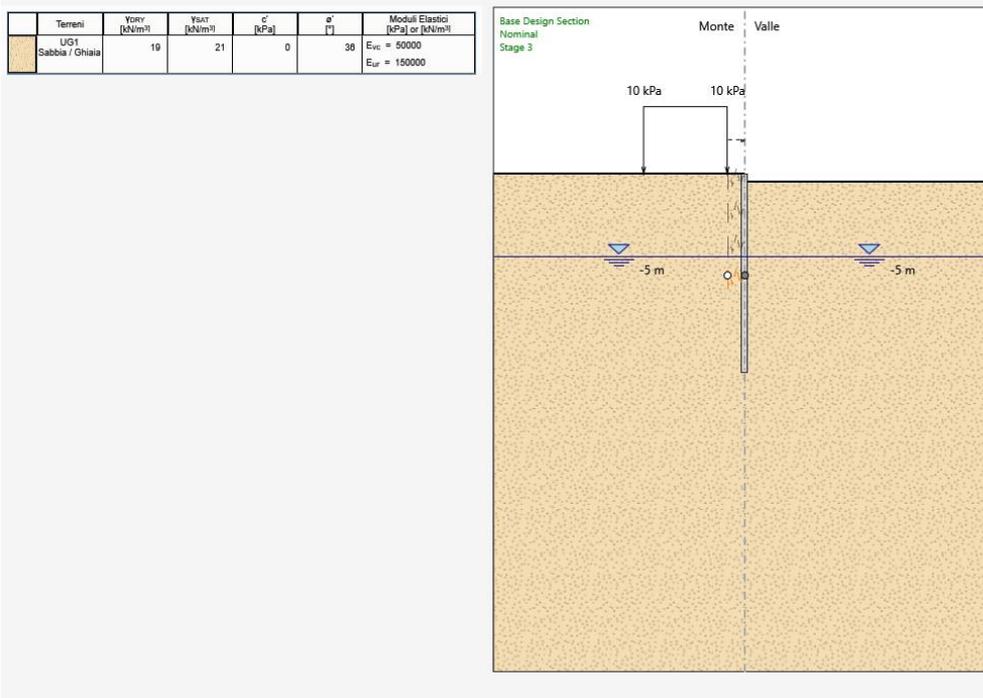
FASE 2

- Applicazione del sovraccarico accidentale a tergo della paratia
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



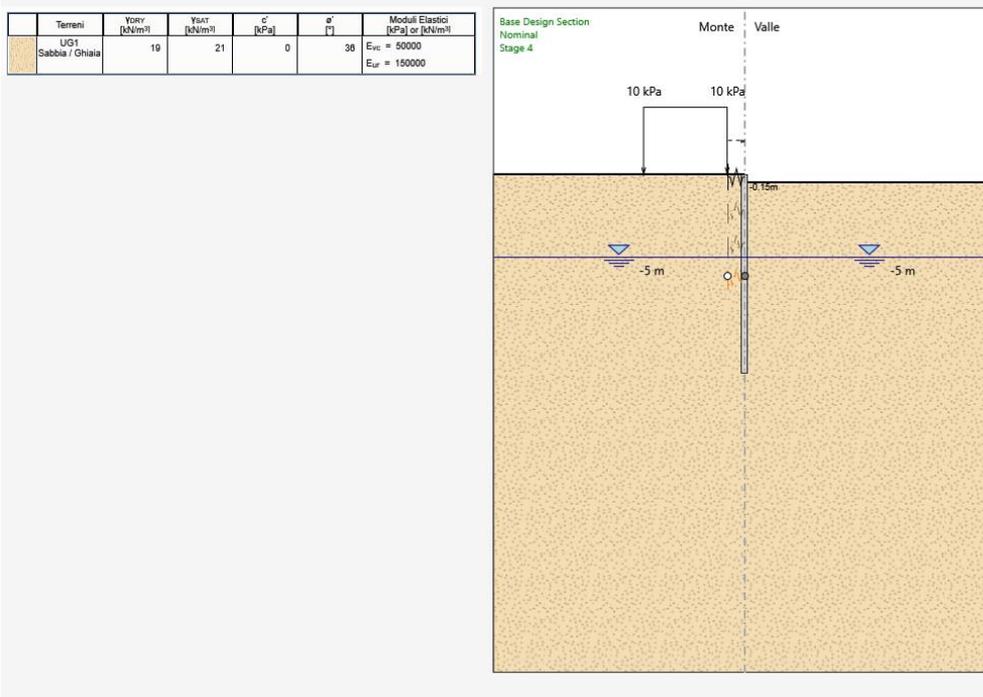
FASE 3

- Scavo fino a quota -0,50 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



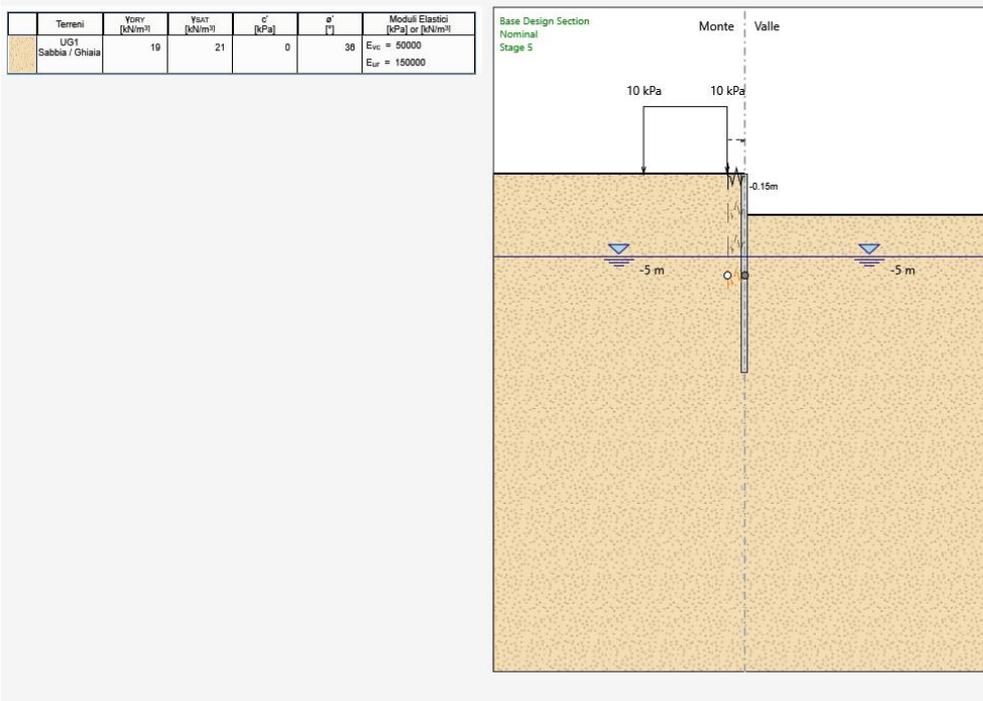
FASE 4

- Realizzazione del primo ordine di centinature a quota -0,15 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



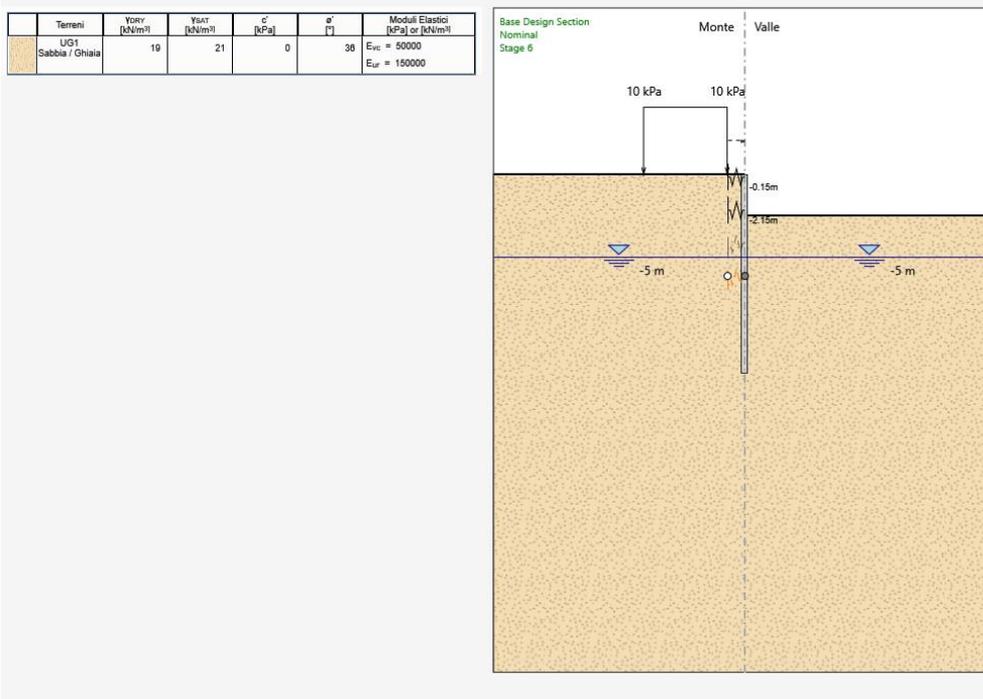
FASE 5

- Scavo fino a quota -2,50 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



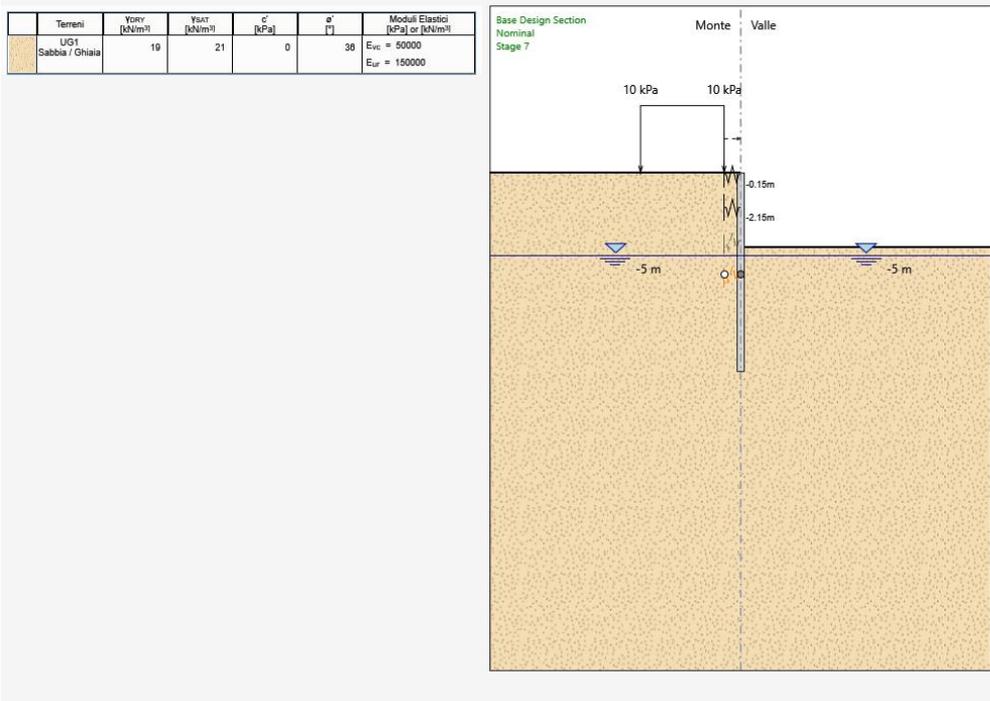
FASE 6

- Realizzazione del secondo ordine di centinature a quota -2,15 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



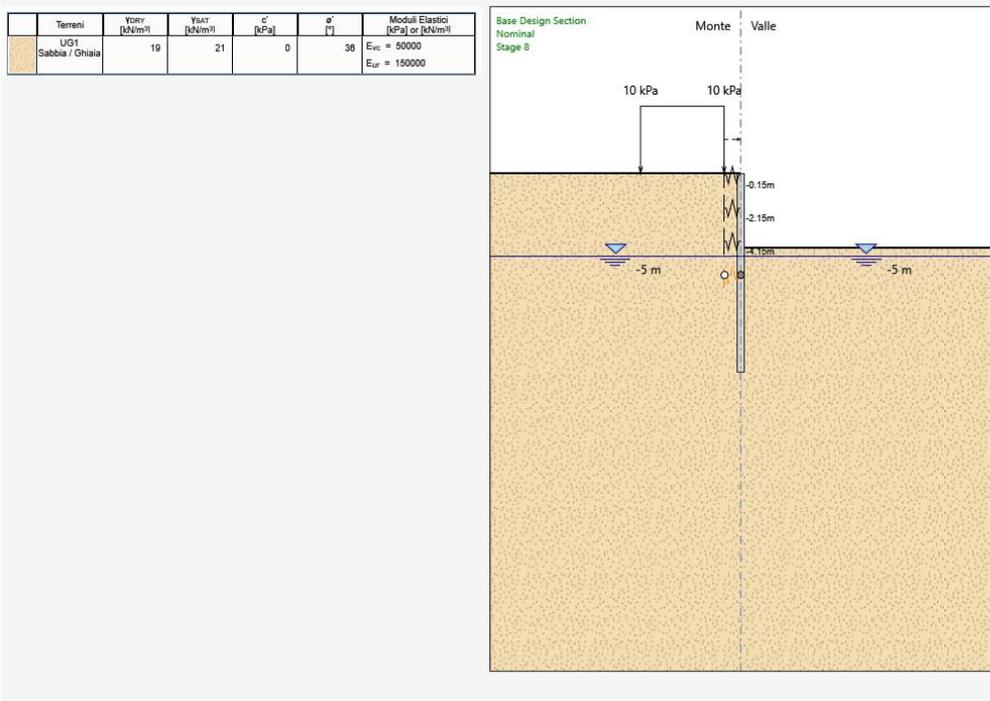
FASE 7

- Scavo fino a quota -4,50 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



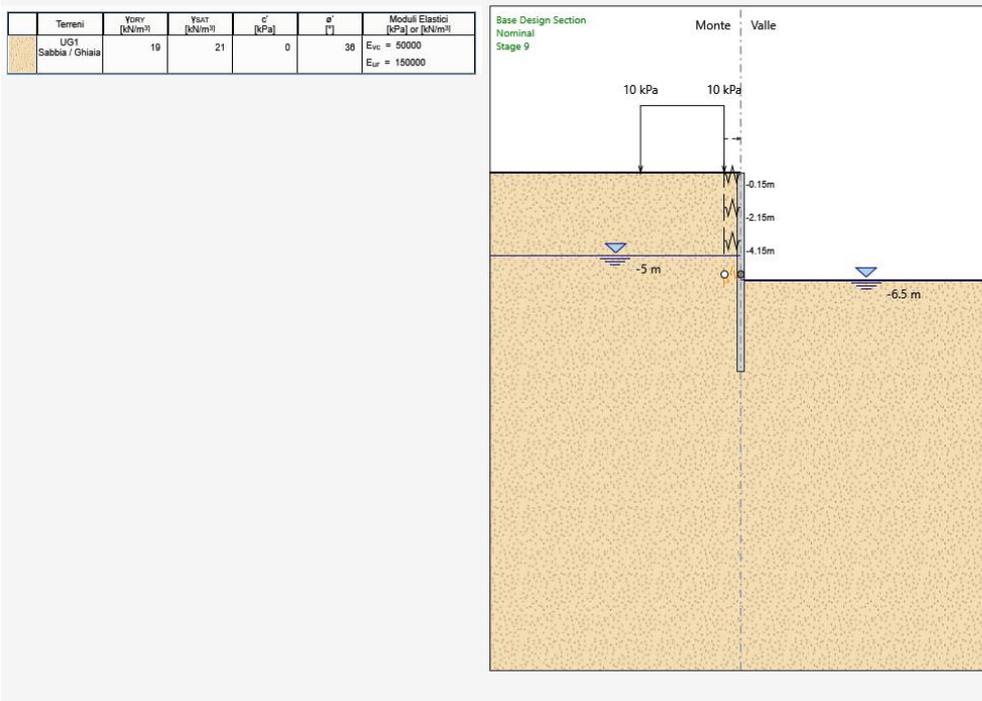
FASE 8

- Realizzazione del terzo ordine di centinature a quota -4,15 m dal piano di campagna
- Falda a monte e falda a valle a quota -5,00 m dal piano di campagna



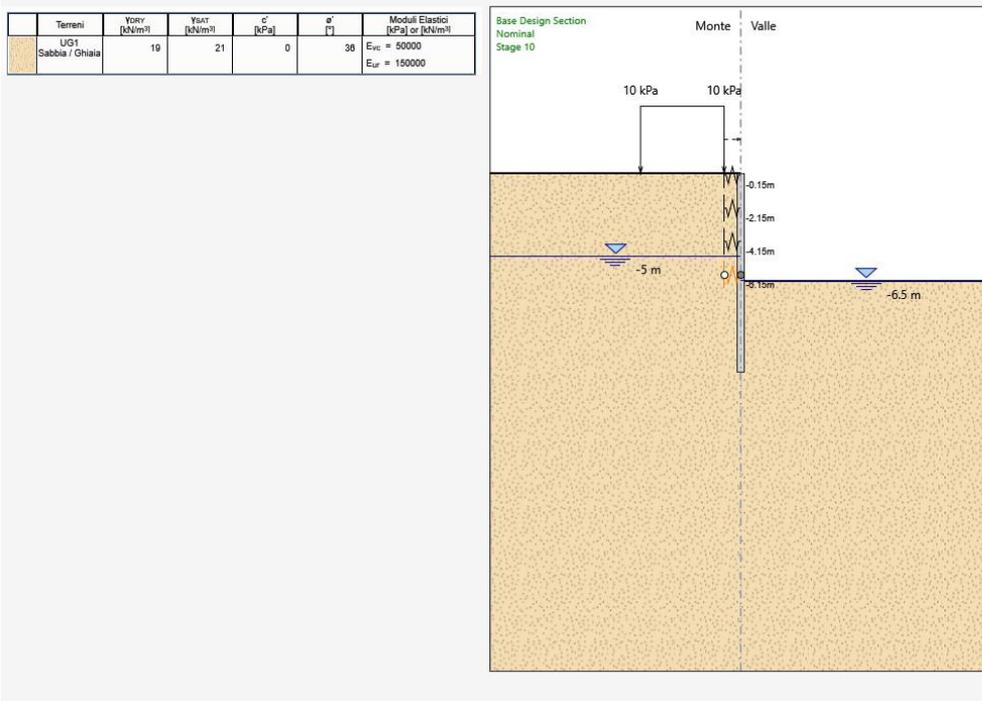
FASE 9

- Scavo fino a quota -6,50 m dal piano di campagna
- Falda a monte a quota -5,00 m e falda a valle a quota -6,50 m dal piano di campagna



FASE 10

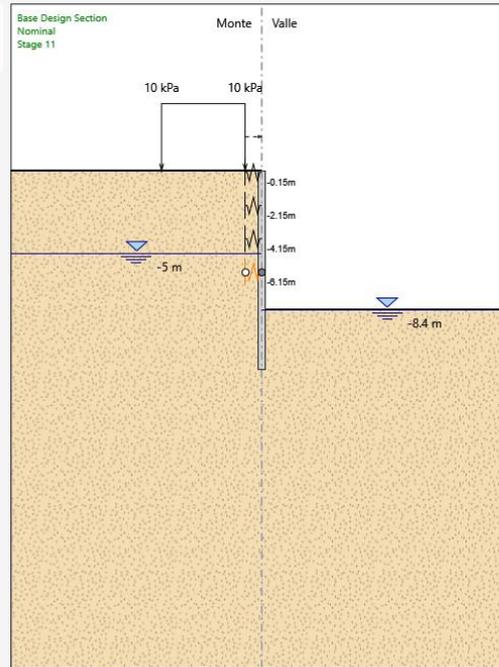
- Realizzazione del quarto ordine di centinature a quota -6,15 m dal piano di campagna
- Falda a monte a quota -5,00 m e falda a valle a quota -6,50 m dal piano di campagna



FASE 11

- Scavo fino a quota -8,40 m dal piano di campagna
- Falda a monte a quota -5,00 m e falda a valle a quota -8,40 m dal piano di campagna

Tempi	γ_{dry} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{\text{vc}} = 50000$ $E_{\text{ur}} = 150000$

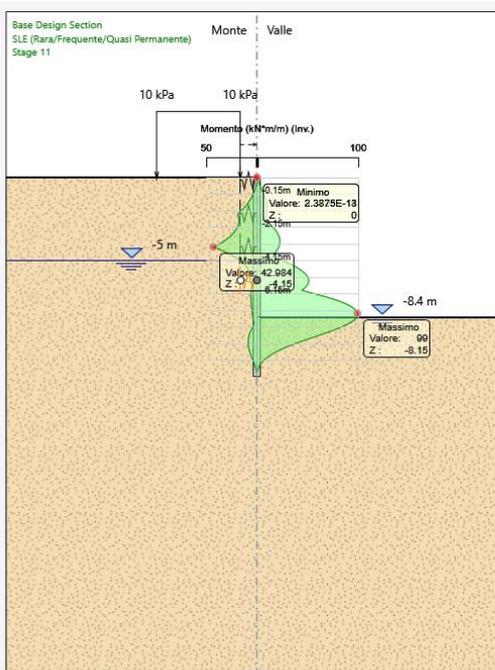


8.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA PALANCOLA

8.4.1 COMBINAZIONE SLE – CARATTERISTICA

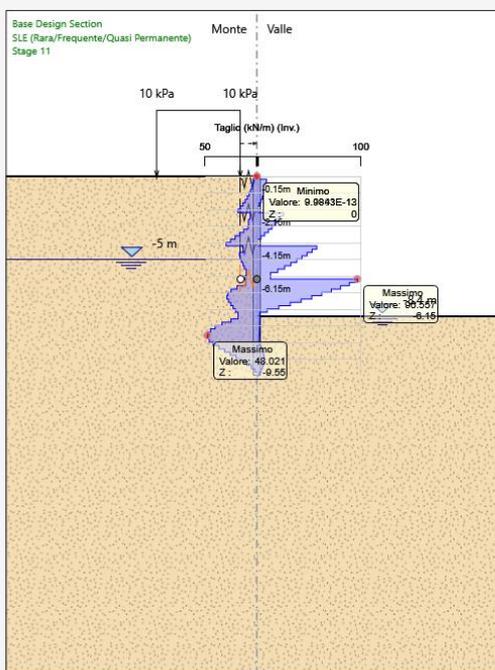
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di palancola:

Terroni	γ_{ov} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	e' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	30	$E_{el} = 500000$ $E_{ur} = 150000$



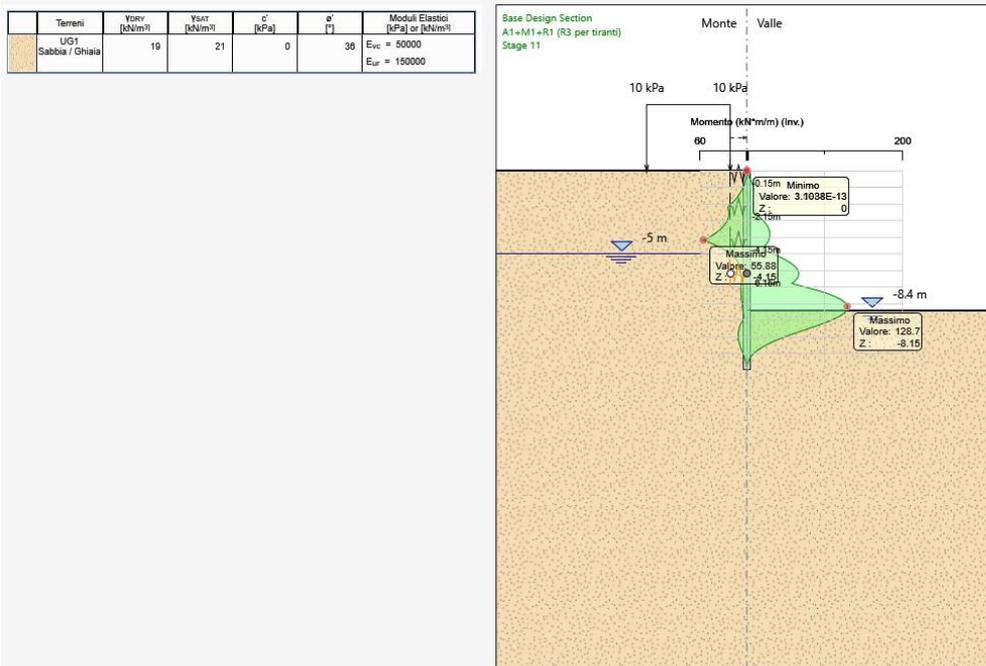
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di palancola:

Terroni	γ_{ov} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	e' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	30	$E_{el} = 500000$ $E_{ur} = 150000$

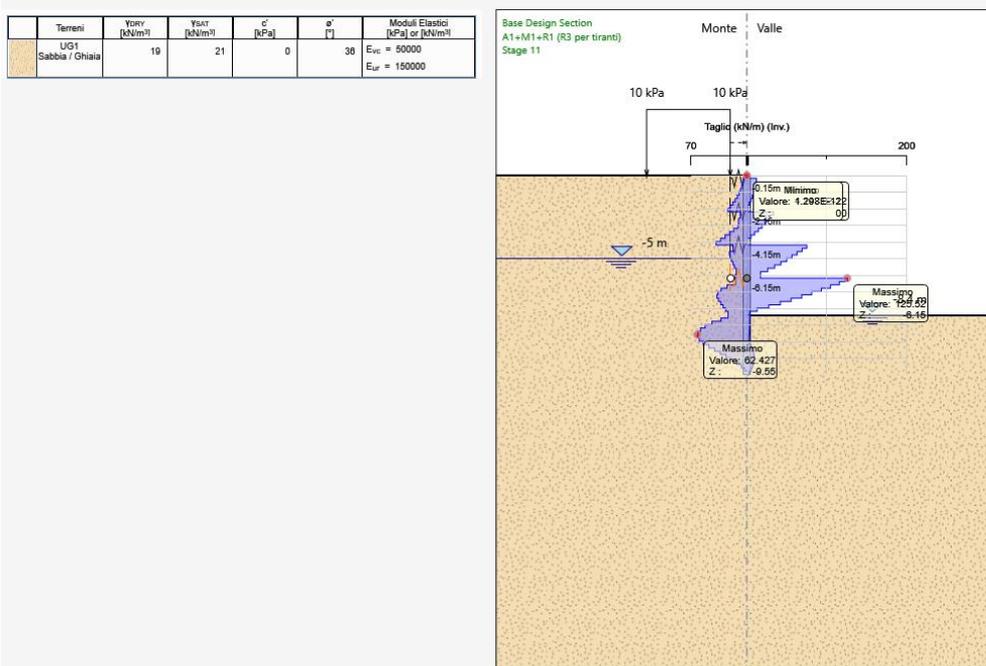


8.4.2 COMBINAZIONE SLU – STR

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di palanca:



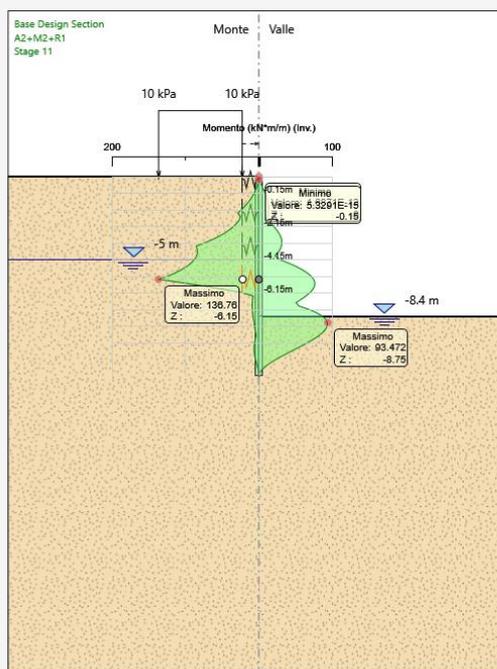
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di palanca:



8.4.3 COMBINAZIONE SLU – GEO

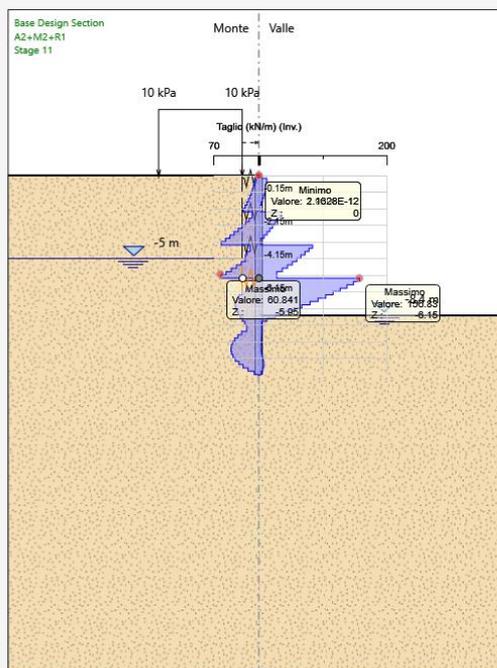
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di palanca:

Terreni	γ_{ov} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Moduli Elastici (kPa) or (kN/m ²)
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di palanca:

Terreni	γ_{ov} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kPa)	ϕ' (°)	Moduli Elastici (kPa) or (kN/m ²)
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$

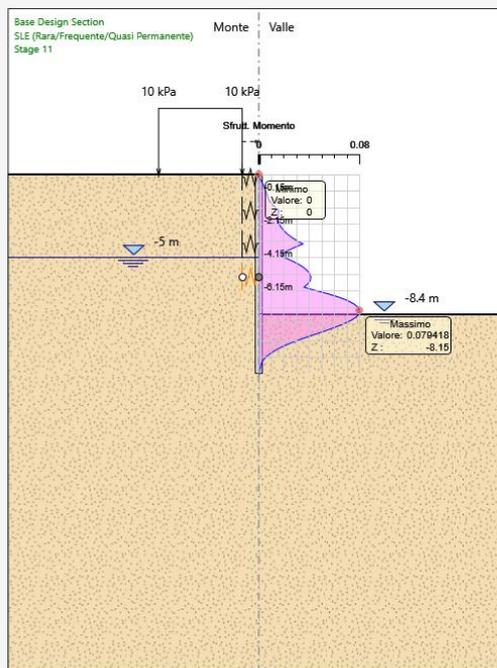


9 PALANCOLA METALLICA – VERIFICA STRUTTURALE DELLA PALANCOLA

9.1 COMBINAZIONE SLE – CARATTERISTICA

Nella tabella successiva è riportato l'andamento del tasso di sfruttamento a flessione dell'acciaio della palanca metallica (involuppo degli stage):

Terroni	Y0ry [kN/m ²]	Y0AT [kN/m ²]	c' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000

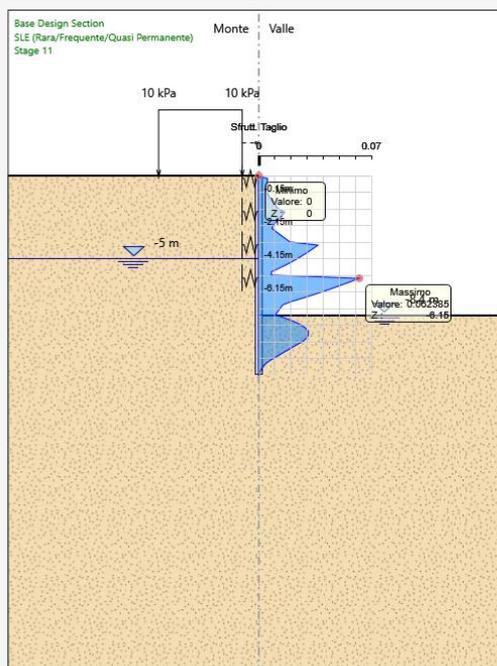


Risulta:

$T_{sf,max} = 0,079418 < 1,00 \rightarrow$ VERIFICATO

Nella tabella successiva è riportato l'andamento del tasso di sfruttamento a taglio dell'acciaio della palanca metallica (involuppo degli stage):

Terroni	Y0ry [kN/m ²]	Y0AT [kN/m ²]	c' [kPa]	α' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000

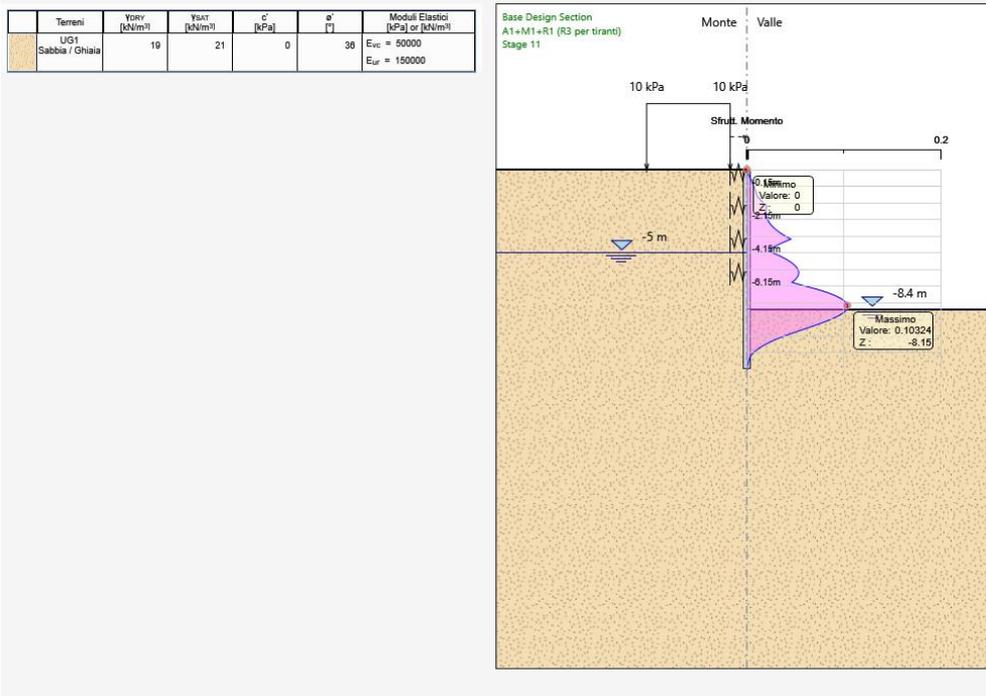


Risulta:

$T_{sf,max} = 0,06205 < 1,00 \rightarrow$ VERIFICATO

9.2 COMBINAZIONE SLU - STR

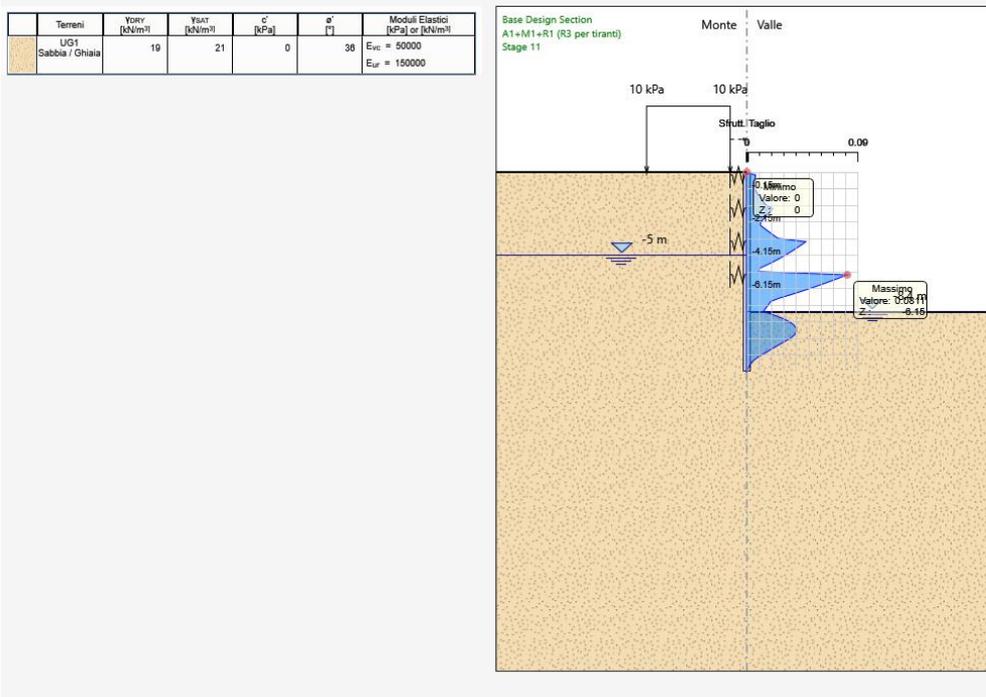
Nella tabella successiva è riportato l'andamento del tasso di sfruttamento a flessione dell'acciaio della palanca metallica (involuppo degli stage):



Risulta:

$$T_{sf,max} = 0,10324 < 1,00 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

Nella tabella successiva è riportato l'andamento del tasso di sfruttamento a taglio dell'acciaio della palanca metallica (involuppo degli stage):

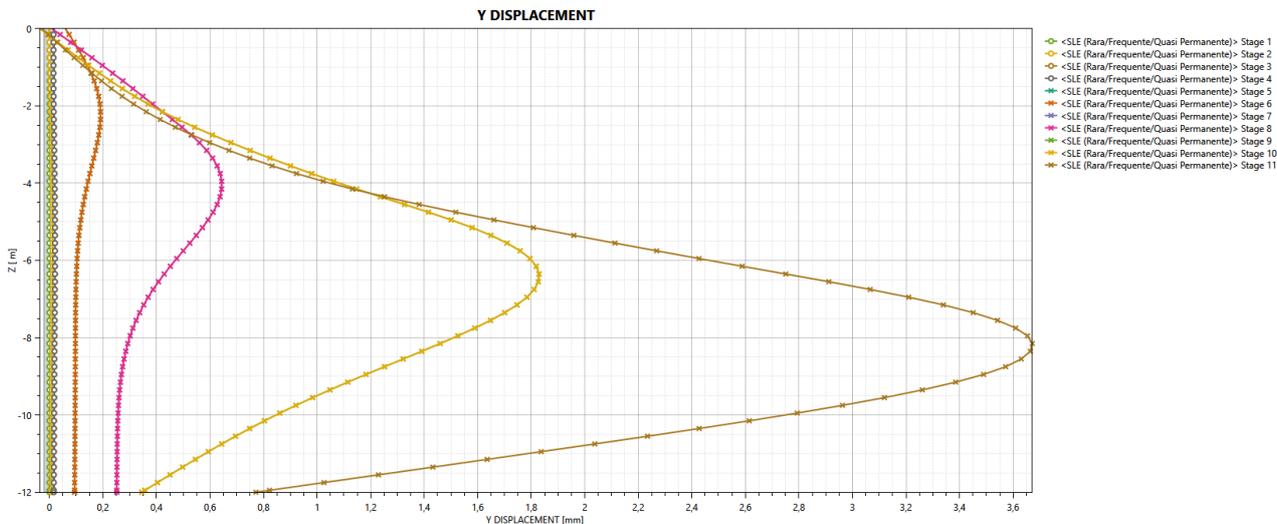


Risulta:

$$T_{sf,max} = 0,0811 < 1,00 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

10 PALANCOLA METALLICA - VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO IN ESERCIZIO

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dello spostamento massimo in esercizio della paratia:



Lo spostamento massimo in esercizio della palanca metallica è stato determinato pari a **3,672 mm** (Stage 11 – Quota -8,15 m da p.c.).

Lo spostamento risulta inferiore ai limiti di normativa:

$$d_{\max} = 3,672 \text{ mm} < d_{\text{lim}} = 0,005 \times 12.000,00 = 60,00 \text{ mm}$$

11 PALANCOLA METALLICA - VERIFICA DI STABILITÀ ALLA ROTAZIONE

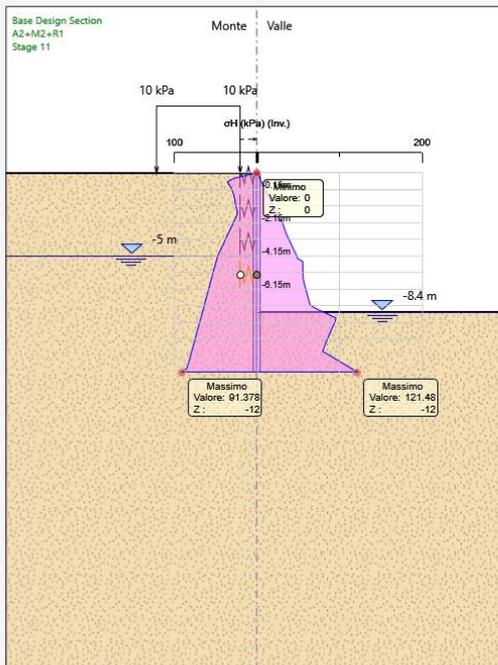
La verifica di stabilità della paratia è effettuata considerando il rispetto dei due seguenti criteri:

- 1) Il calcolo non lineare della paratia deve convergere a una soluzione equilibrata e congruente
- 2) Sul lato di scavo (valle) la spinta efficace mobilitata deve essere minore della spinta passiva disponibile, quindi il loro rapporto deve essere ≤ 1 .

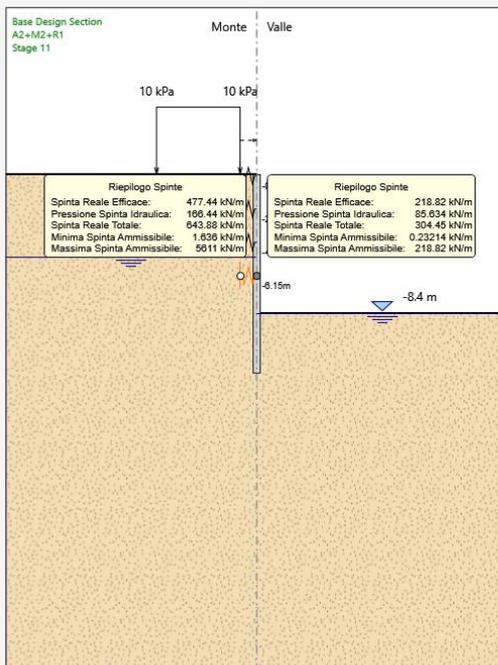
11.1 COMBINAZIONE SLU - GEO

Di seguito è riportato l'andamento delle spinte in fase finale a valle e a monte della paratia:

Terroni	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



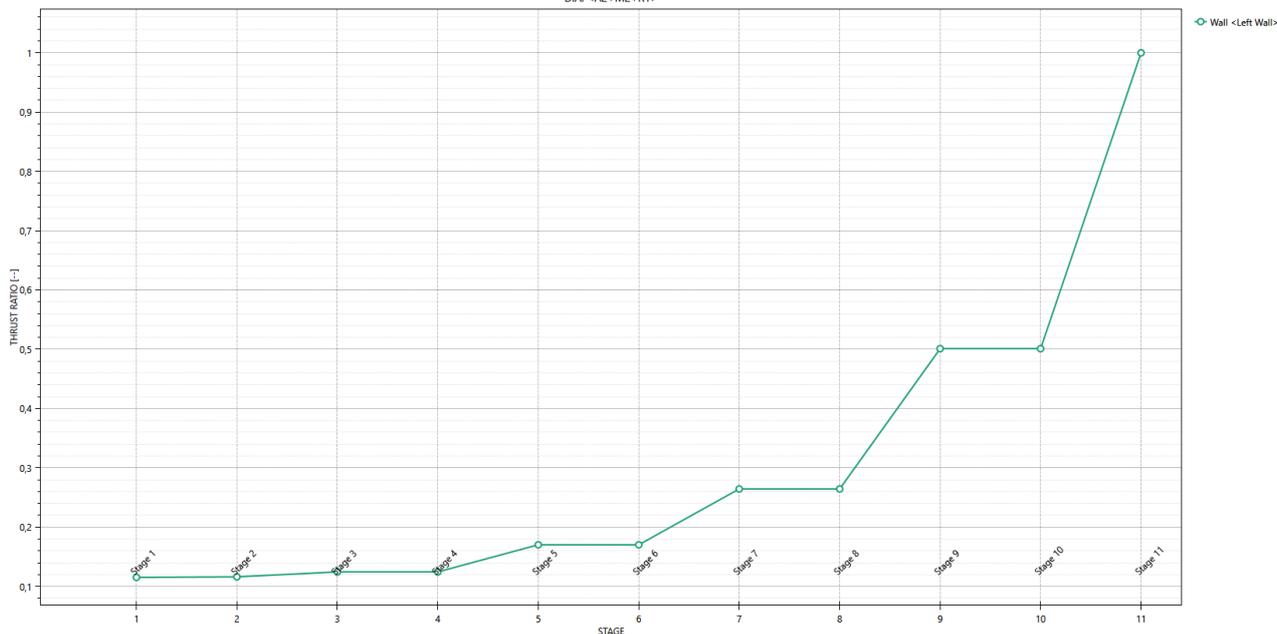
Terroni	γ_{sat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



Dall'esame dei tabulati di calcolo si desume:

- 1) Il calcolo non lineare converge a una soluzione equilibrata per tutte le fasi di calcolo
- 2) Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva risulta $< 1,00$:

Massimi rapporti di mobilitazione spinta passiva
 D.A. <A2+M2+R1>

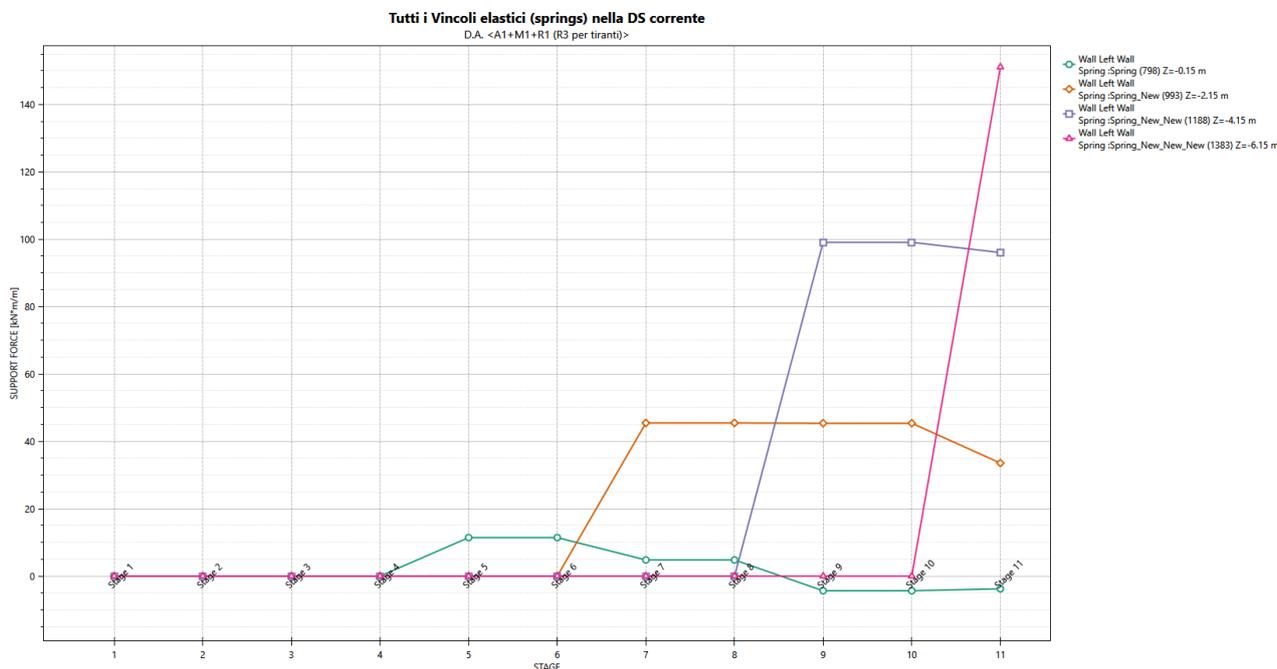


Massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva = 1,00 → **VERIFICATO**

12 PALANCOLA METALLICA - CENTINATURE METALLICHE - VERIFICHE STRUTTURALI

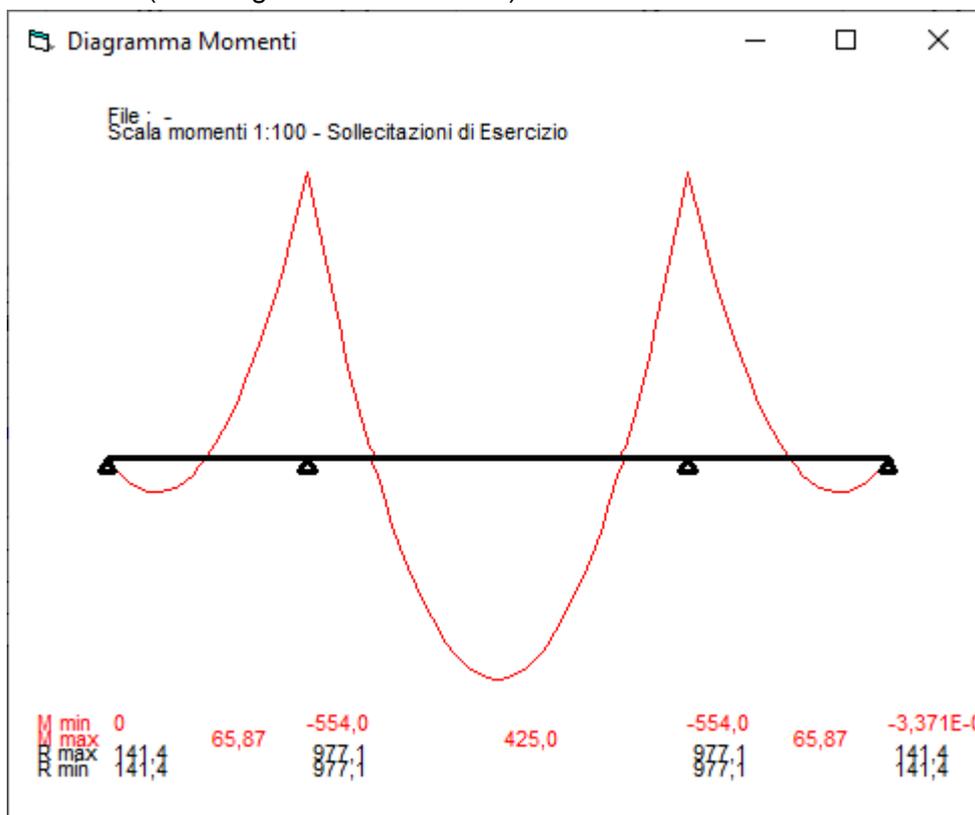
12.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nell'immagine successiva è riportata la reazione lineare applicata sulle diverse centinature metalliche per la combinazione allo SLU - STR:

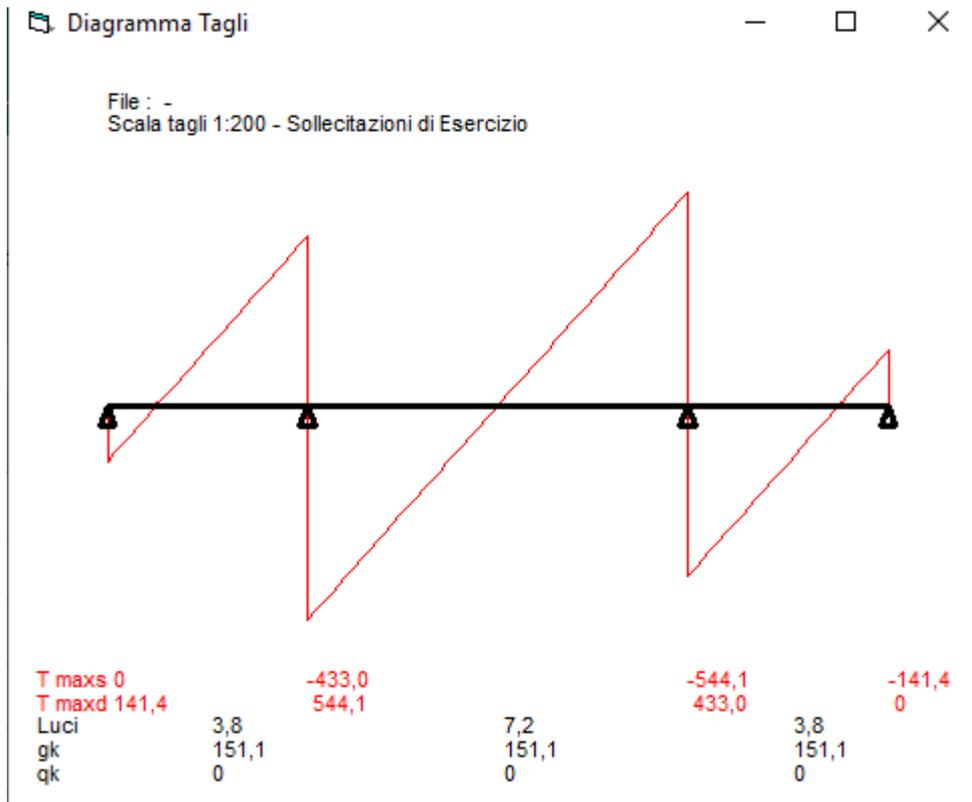


La reazione lineare massima è risultata pari a **151,14 kN/m**.

Di seguito è riportato l'andamento del momento flettente sulla centinatura metallica maggiormente sollecitata (lato lungo della centinatura):



Di seguito è riportato l'andamento del taglio sulla centinatura metallica maggiormente sollecitata (lato lungo della centinatura):



12.2 VERIFICA STRUTTURALE DEL PROFILO METALLICO

Di seguito sono riepilogate le caratteristiche geometriche e inerziali del profilo HEB300:

Doppio T Laminati - F1 per aiuto

File | Tipo Profilo | Collegamenti | Giunto Flangiato | AcciaioClS | Normativa: NTC ?

IPE IPN HEAA HL Ordina per Acciaio: S355 (Fe510) f_y (N/mm²): 355 f_u : 510
 HEA IPEA HEX UB Wy
 HEB IPEO HD UC ly
 HEM IPEX HP W g

Lunghezze di libera inflessione [m]: l_{0y} 7,2 l_{0z} 0

N_{Sd} [kN]: 0

Aggiorna Tabella

designation	g (Kg/m)	h (mm)	b (mm)	tw (mm)	tf (mm)	r1 (mm)
HE 200 B	61,3	200	200	9,00	15,00	18,00
HE 220 B	71,5	220	220	9,50	16,00	18,00
HE 240 B	83,2	240	240	10,00	17,00	21,00
HE 260 B	93,0	260	260	10,00	17,50	24,00
HE 280 B	103,0	280	280	10,50	18,00	24,00
HE 300 B	117,0	300	300	11,00	19,00	27,00
HE 320 B	127,0	320	300	11,50	20,00	27,00

Plotta

HE 300 B

$N_{by,Rd}$ [kN]: 3.877

$N_{bz,Rd}$ [kN]: 5.041

$V_{ply,Rd}$ [kN]: 926,2

$M_{cy,Rd}$ [kNm]: 631,9

$M_{cz,Rd}$ [kNm]: 294,2

$V_{plz,Rd}$ [kN]: 2.225

Classe Sezione

Compressione: 1

Flessione My: 1

Flessione Mz: 1

Presso-Flessione: 1

Verifiche

Presso-Flessione

Svergolamento

g (Kg/m): 117 h (mm): 300 r2 (mm): 0

b (mm): 300 A (cm²): 149,1 i_y (cm): 12,99 i_z (cm): 7,58

tw (mm): 11 i_y (cm⁴): 25.170 i_z (cm⁴): 8.563 IT (cm⁴): 185

tf (mm): 19 W_y (cm³): 1.678 W_z (cm³): 570,9 I_w (cm⁶): 1.688.000

r1 (mm): 27 $W_{pl,y}$ (cm³): 1.869 $W_{pl,z}$ (cm³): 870,1

12.2.1 VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE

Verifica Presso-Flessione - EC3 (edizione 1992) #5.5.4.

HE 300 B Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 0

	Inflessione attorno all'asse	
	y - y	z - z
I_0 [m]	7.2	0
Snellezza λ	55.43	0
$N_{b,Rd}$ [kN]	3.877	5.041
$M_{1,Sd}$ [kNm]	554	0
$M_{2,Sd}$ [kNm]	554	0
M_Q [kNm]	979	0
β_M	1.3	1.3
μ	-0.902	0.524
k	1	1
$M_{c,Rd}$ [kNm]	631.9	294.2
M_{Sd} [kNm]	554	0

Momenti all'estremità
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano
 Momenti dovuti ai carichi laterali nel piano più momenti d'estremità

Resistenza della sezione **0,769** OK ?
 Instabilità flessio-torsionale **0,877** OK ?

Flessione e compressione assiale - Classe 1 - EC3 #5.5.4.(1)

$$\frac{N_{Sd}}{N_{b,Rd,min}} + \frac{k_y M_{y,Sd}}{M_{cy,Rd1}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = 0 + 0,877 + 0 = 0,877$$

OK

Resistenza della sezione a flessione e forza assiale - EC3 #6.2.9

HE 300 B Acciaio S355 (Fe510) f_y (N/mm²) 355

N_{Sd} [kN] 0.0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 554.0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0.0

Presso-Flessione deviata - EC3 #6.2.9.1 (6) - Sezione di classe 1 e 2

$$\left[\frac{M_{y,Sd}}{M_{Ny,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Sd}}{M_{Nz,Rd}} \right]^\beta = \left[\frac{554}{632} \right]^2 + \left[\frac{0}{294} \right]^1 = 0,769 + 0 = 0,769$$

OK

12.2.2 VERIFICA DI INSTABILITÀ FLESSO – TORSIONALE

Resistenza della membratura all'instabilità flessio-torsionale - EC3 (edizione 1992) #5.5.2.

HE 300 B

Acciaio S355 (Fe510)

f_y (N/mm²) 355

z_a [mm] 0,0 L [m] 0,0 = I_{Oz} [m]

Coefficienti C

Momenti all'estremità Carichi trasversali

C_1 1,0 C_2 0,0 C_3 1

Coefficienti di lunghezza efficace

k 1,0 k_w 1,0

Momento resistente di progetto all'instabilità flessio-torsionale (solo My) - EC3 #5.5.2.

M_{cr} [kNm] = ∞ , $M_{c,Rd}$ [kNm] = 631,9

$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{c,Rd} \gamma_{M0}}{M_{cr}}} = 0$ $\chi_{LT} = 1$ $M_{b,Rd}$ [kNm] = 631,9

Resistenza all'instabilità flessio torsionale (flessione e compressione)- Classe 1/2 - EC3 #5.5.4. (2)

N_{Sd} [kN] 0,0 $M_{y,Sd}$ [kNm] 554,0 $M_{z,Sd}$ [kNm] 0,0

$$\frac{N_{Sd}}{N_{bz,Rd}} + \frac{k_{LT} M_{y,Sd}}{M_{b,Rd}} + \frac{k_z M_{z,Sd}}{M_{cz,Rd1}} = \frac{0}{5,041} + \frac{1 \times 554}{631,9} + \frac{1 \times 0}{294,2}$$

= 0 + 0,877 + 0 = 0,877 **OK**

12.2.3 VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO

A favore di sicurezza si assume che l'azione tagliante di calcolo venga assorbita esclusivamente dalla sezione dell'anima del profilo metallico.

L'area della sezione resistente a taglio risulta pertanto pari a:

$$A_{an} = 300 \times 11 = 3.300,00 \text{ mm}^2$$

La tensione tangenziale massima risulta pari a:

$$\tau_{max} = 544,10 \times 10^3 / 3.300,00 = 164,87 \text{ N/mm}^2 < f_{yd} / \sqrt{3} = 195,19 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{VERIFICATO}$$

13 PARATIA PALI Ø600 – MODELLO DI CALCOLO E VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

13.1 MODELLO DI CALCOLO

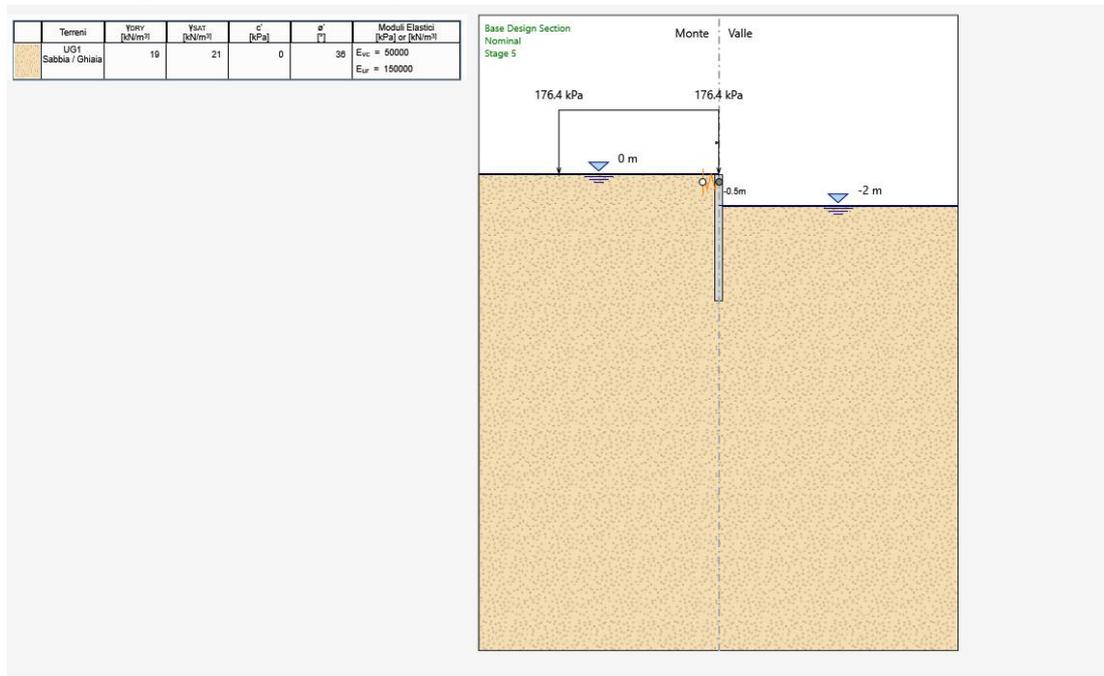
Al fine della valutazione delle azioni sollecitanti è stato approntato un apposito modello di calcolo mediante il software **Paratie Plus 2018** (CeAS).

Nel modello di calcolo è stato valutato il comportamento di una paratia di pali **Ø600** tangenti, di lunghezza pari a **8,0 m**. La paratia è sormontata da un cordolo di testa a sezione quadrata **100 x 100 cm**. La paratia definisce una sezione interna chiusa **6,60 m x 13,80 m** (misurata in asse pali). Poiché la paratia di pali ha la funzione di proteggere esclusivamente la zattera di fondazione in condizioni di scalzamento ($h = 200 \text{ cm} \rightarrow h_{zattera} = 180 \text{ cm} + h_{magrone} = 20 \text{ cm}$), lo strato di terreno a monte (sorretto provvisoriamente dalla palancola metallica fino al riempimento dello scavo) viene considerato nel modello come sovraccarico:

$$p = 8,40 \times 21,00 = 176,40 \text{ kN/m}^2$$

La presenza del cordolo di testa (trattandosi di sezione chiusa) è stata considerata inserendo una molla in testa con rigidità pari a alla rigidità del cordolo (valutata secondo lo schema trave a campata unica semplicemente appoggiata agli estremi di lunghezza pari alla lunghezza del lato lungo della sezione chiusa $\rightarrow 13,80 \text{ m}$).

Nell'immagine successiva è riportata la fase finale del modello:



13.2 VALUTAZIONE DELLA COSTANTE DI RIGIDEZZA DELLE MOLLE ORIZZONTALI EQUIVALENTI

Viene preso in esame uno schema statico di trave a campata unica semplicemente appoggiata agli estremi (costituiti dai lati corti della paratia di pali).

Si considera la trave caricata da un'azione orizzontale lineare unitaria.

La freccia massima di una trave a campata unica semplicemente appoggiata agli estremi è determinata mediante la seguente relazione:

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot J} \rightarrow f = \frac{5}{384} \cdot \frac{1,00 \cdot 13,80^4}{31.220,19 \cdot 10^3 \cdot 0,083} = 0,000184 \text{ m}$$

La rigidità della molla elastica mediante la quale è schematizzato il cordolo di testa è pari a:

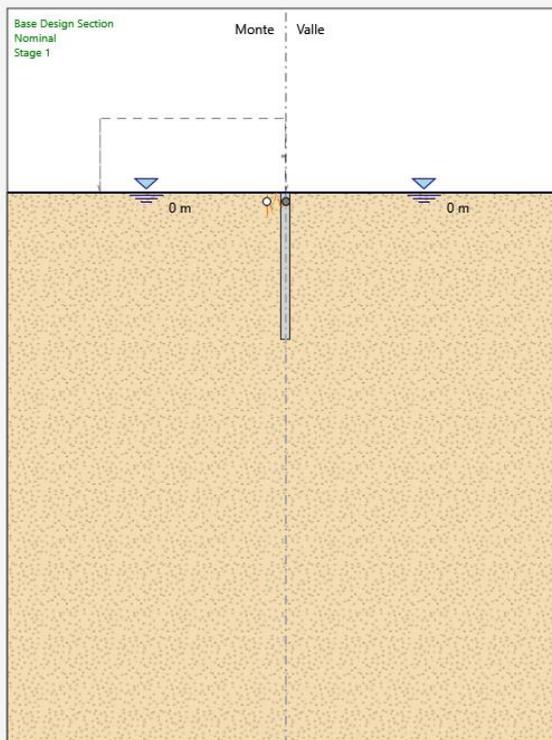
$$k = \frac{p}{f} \rightarrow k = \frac{1,00}{0,000184} = 5.424,13 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

13.3 FASI DI REALIZZAZIONE

FASE 1 (geostatica)

- Esecuzione dei pali Ø600
- Falda a monte e falda a valle a piano campagna

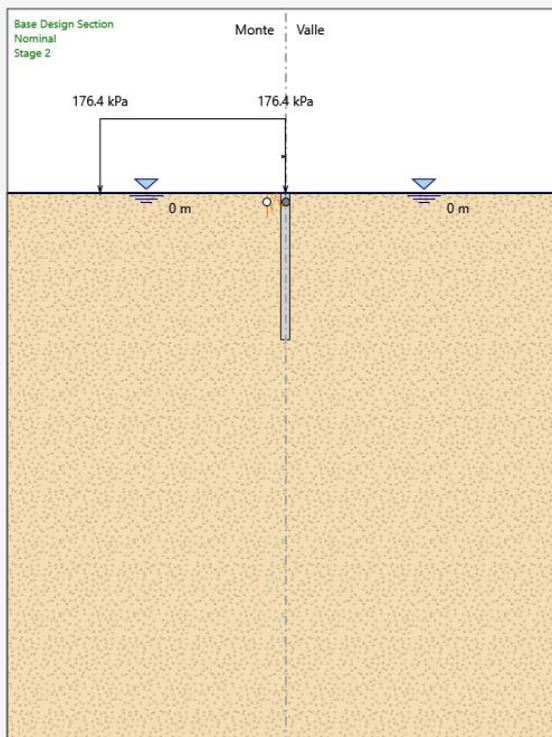
Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



FASE 2

- Applicazione del sovraccarico permanente (terreno a tergo)
- Falda a monte e falda a valle a piano campagna

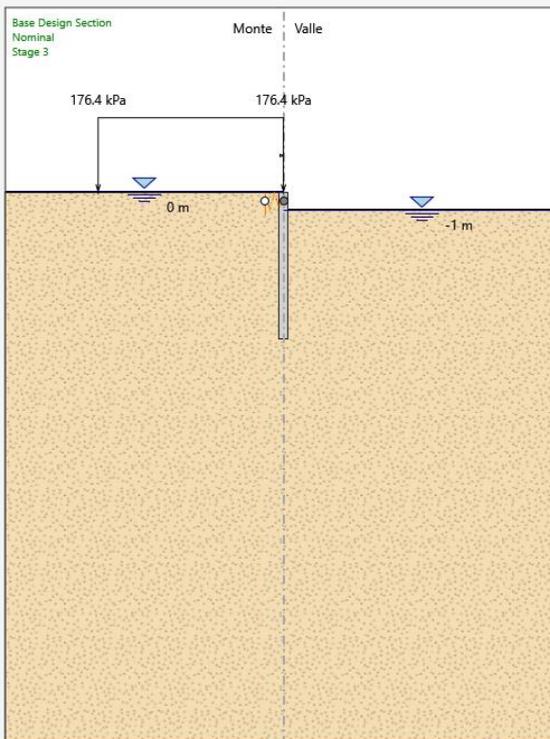
Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



FASE 3

- Scavo fino a quota -1,00 m dal piano di campagna
- Falda a monte a piano campagna e falda a valle a quota -1,00 m rispetto al piano campagna

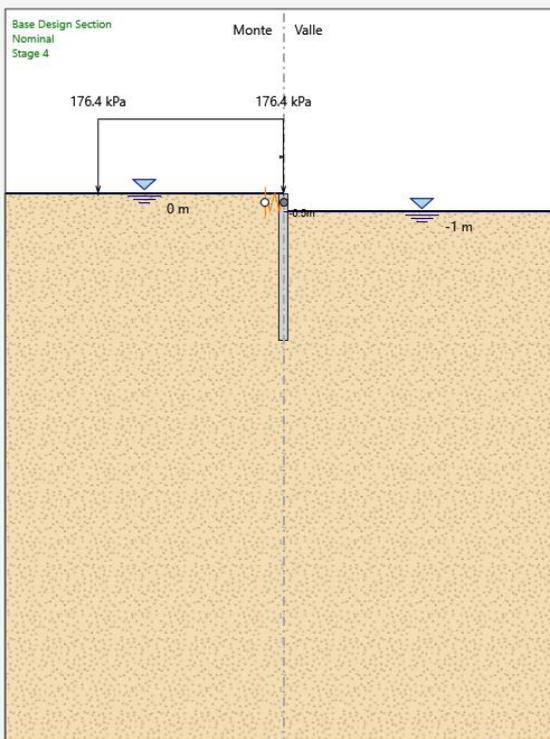
Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



FASE 4

- Realizzazione del cordolo di testa
- Falda a monte a piano campagna e falda a valle a quota -1,00 m rispetto al piano campagna

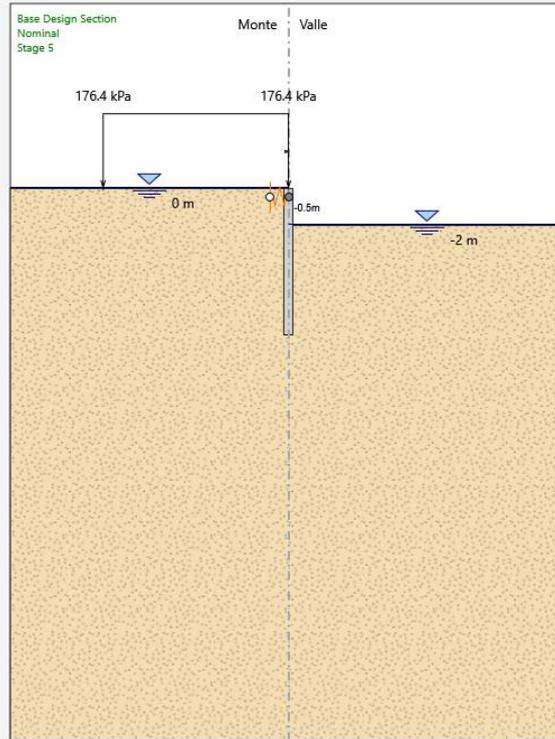
Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



FASE 5

- Scavo fino a quota -2,00 m dal piano di campagna
- Falda a monte a piano campagna e falda a valle a quota -2,00 m rispetto al piano campagna

Terreni	γ_{SAT} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{11c} = 50000$ $E_{11r} = 150000$

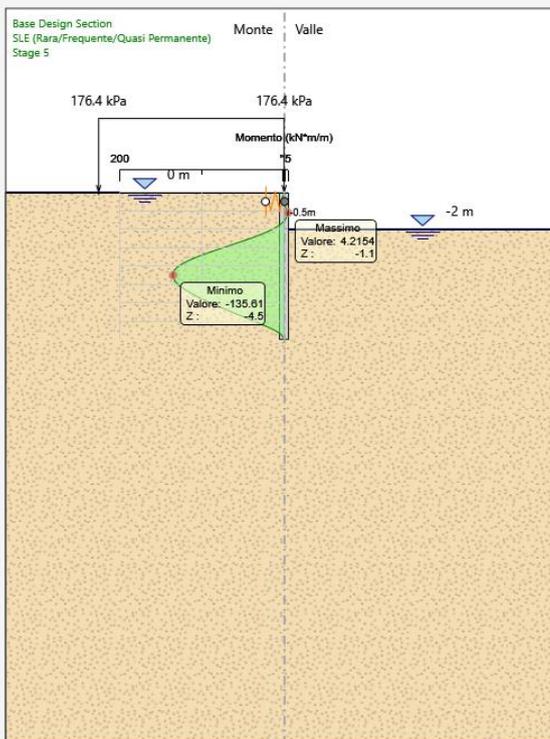


13.4 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI SULLA PARATIA DI MICROPALI

13.4.1 COMBINAZIONE SLE – CARATTERISTICA

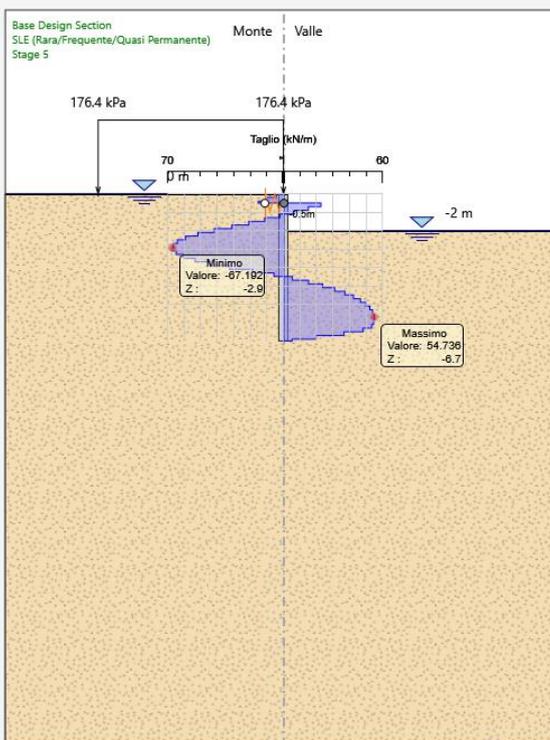
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

Terreni	γ_{GRV} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

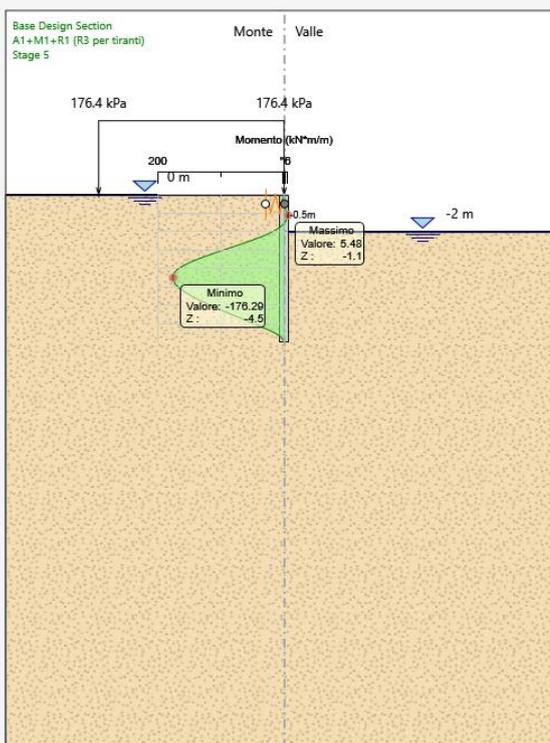
Terreni	γ_{GRV} [kN/m ³]	γ_{SAT} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



13.4.2 COMBINAZIONE SLU – STR

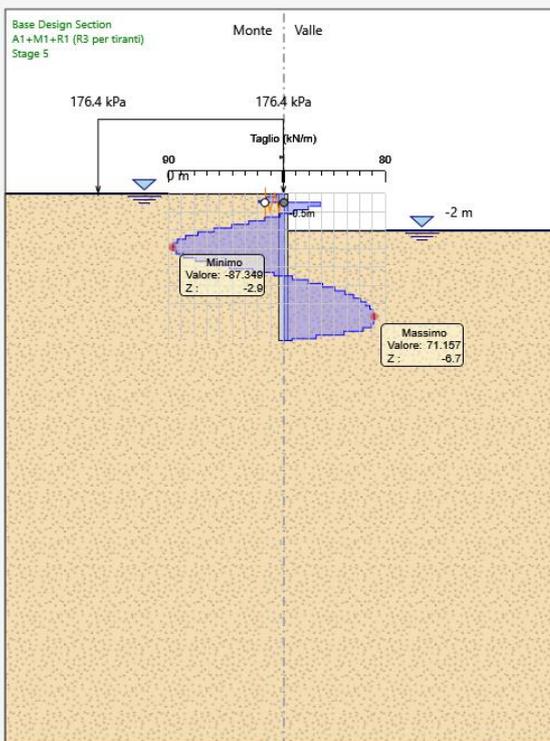
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

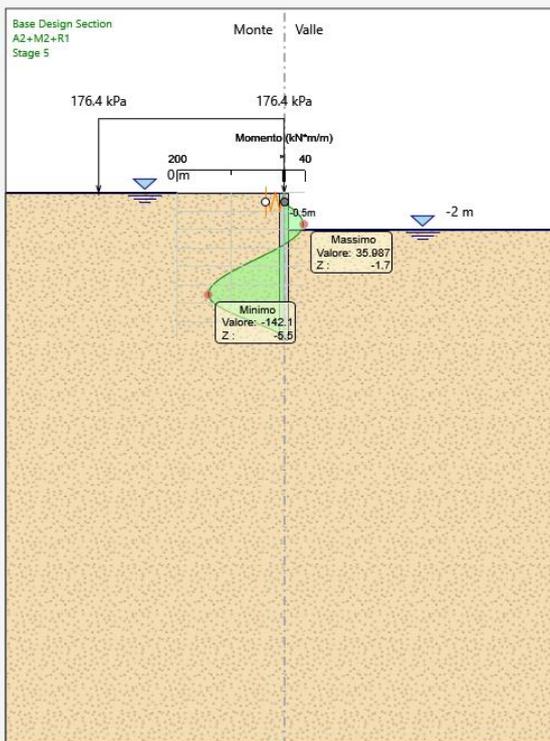
Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



13.4.3 COMBINAZIONE SLU – GEO

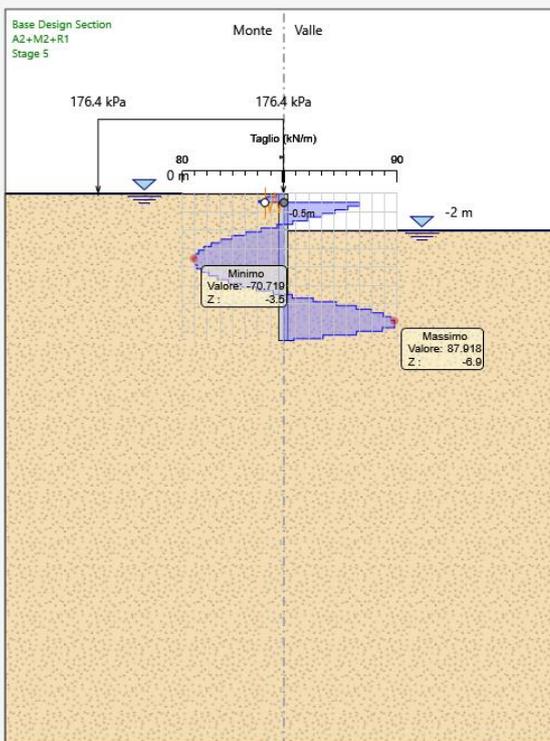
Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo del momento flettente risultante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dell'involuppo dell'azione tagliante, valutato per una larghezza unitaria di paratia:

Terreni	YDRY [kN/m ³]	YSAT [kN/m ³]	c' [kPa]	φ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	E _{vc} = 50000 E _{ur} = 150000



13.5 RIEPILOGO DELLE AZIONI SOLLECITANTI SUI PALI Ø600

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi delle azioni sollecitanti, valutate per una striscia di lunghezza unitaria di paratia, per le differenti combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	M _{Sd} [kNm/m]	V _{Sd} [kN/m]
SLE - CARATTERISTICA	-135,61	-67,19
SLU - STR	-176,29	-87,35
SLU - GEO	-142,10	87,92

Nella tabella successiva sono riepilogati i valori massimi delle azioni sollecitanti, valutate per singolo micropalo, per le differenti combinazioni di carico considerate:

COMBINAZIONE	M _{Sd} [kNm]	V _{Sd} [kN]
SLE - CARATTERISTICA	-81,37	-40,32
SLU - STR	-105,77	-52,41
SLU - GEO	-85,26	52,75

14 PARATIA DI PALI – VERIFICA STRUTTURALE DEI PALI Ø600

14.1 SEZIONE RESISTENTE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione resistente è circolare con diametro pari a **600 cm**. L'armatura longitudinale è costituita da:

- **16Ø16** disposti a raggera

L'armatura a taglio è costituita da una spirale **Ø10/15**. Il copriferro minimo è assunto pari a **60 mm**.

14.2 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a **M_{Sd} = -81,37 kNm**.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo: _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 30 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 16
 Diametro barre: 1,6 [cm]
 Copriferro (baric.): 7,8 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 0 kN
 M_{Ed}: -81,37 kNm
 M_{yEd}: 0

P.to applicazione N

Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN: 0 yN: 0

Materiali

B450C C25/30

ε_{su}: 67,5 ‰ ε_{c2}: 2 ‰
 f_{yd}: 391,3 N/mm² ε_{cu}: 3,5 ‰
 E_s: 200.000 N/mm² f_{cd}: 14,17 N/mm²
 E_s/E_c: 15 f_{cc}/f_{cd}: 1
 ε_{syd}: 1,957 ‰ σ_{c,adm}: 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm}: 255 N/mm² τ_{co}: 0,6
 τ_{cl}: 1,829

σ_c: -6,17 N/mm²
 σ_s: 169,5 N/mm²

ε_s: 0,8476 ‰
 d: 52,2 cm
 x: 18,43 x/d: 0,3531
 δ: 0,8814

Vertici: 52
 Verifica
 N° iterazioni: 4
 Precompresso

Metodo di calcolo

S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Le tensioni sui materiali risultano pari a:

- $\sigma_c = 6,17 \text{ N/mm}^2 < 0,60 \cdot f_{ck} = 14,73 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_s = 169,50 \text{ N/mm}^2 < 0,80 \cdot f_{yk} = 360,00 \text{ N/mm}^2$

La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.3 VERIFICA ALLO STATO LIMITE DI FESSURAZIONE

Dati	Verifica fessurazione sezione circolare CIRCOLARE 2/02/2009 N°617 Par.C.4.1.2.2.4.6	
	σ_s	170 N/mm ²
Rck	30,0 N/mm ²	Resistenza caratteristica cubica cls
ϕ_l	16 mm	Diametro barre longitudinali
ϕ_s	10 mm	Diametro staffe o spirale
n	16	Numero ferri longitudinali
c	60 mm	Ricoprimento del calcestruzzo
D	600 mm	Diametro
k_t	0,4	$k_t=0,6; 0,4$ carichi breve durata/lunga durata
k_2	0,5	$k_2=0,5; 1,0$ caso flessione/trazione semplice
k_1	0,8	$k_1=0,8; 1,6$ barre aderenza migliorata/lisce
w	0,3 mm	Valore limite apertura fessure
Dati		
fck	24,9 N/mm ²	Resistenza caratteristica cilindrica cls
i	87 mm	Interasse ferri longitudinali
A_ϕ	201 mm ²	Area barra longitudinale
E_s	210000,0 N/mm ²	Modulo elastico acciaio da c.a
f_{ctm}	2,6 N/mm ²	Resistenza a trazione media cls
E_{cm}	31447,2 N/mm ²	Modulo elastico medio cls
α_e	6,68	Rapporto E_s/E_{cm}
f_{cm}	32,9 N/mm ²	Resistenza media cls
ρ_{eff}	0,0170	Rapporto area acciaio/area efficace
ϵ_{sm1}	0,000487	Deformazione unitaria media barre di calcolo
ϵ_{sm2}	0,000484	Deformazione unitaria media barre valore minimo
ϵ_{sm}	0,000487	Deformazione unitaria media
k_3	3,4	Coefficiente
k_4	0,4	Coefficiente
Δs_{max}	364,4 mm	Distanza massima tra le fessure
w_d	✓ 0,178 mm	Valore di calcolo apertura fessure

14.4 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER FLESSIONE RETTA

La combinazione di carico maggiormente gravosa è risultata la combinazione **SLV**.

Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = -105,77$ kNm.

Verifica C.A. S.L.U. - File

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno 30 [cm]
 Raggio interno 0 [cm]
 N° barre uguali 16
 Diametro barre 1,6 [cm]
 Copriferro (baric.) 7,8 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione
 Rettan.re Trapezi
 a T Circolare
 Rettangoli Coord.

Diagramma della sezione circolare con barre di rinforzo.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} -105,77 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N
 Centro Baricentro cls
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

Vertici: 52 N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 14,17 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 1
 ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

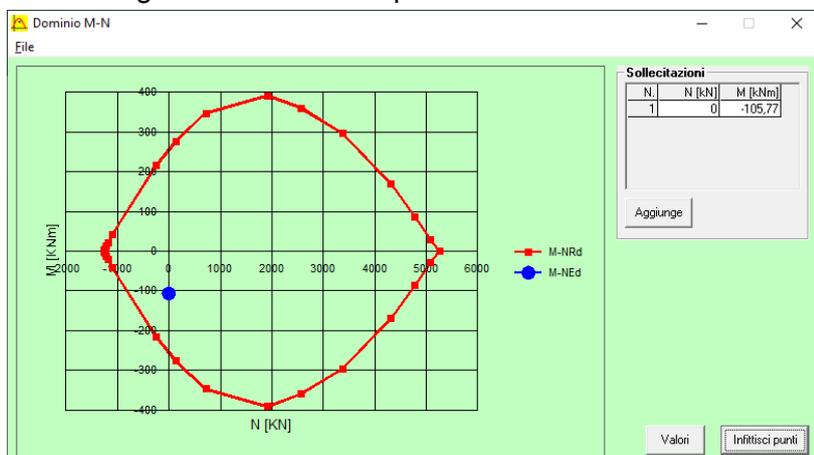
M_{xRd} -256,9 kNm

σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_s 3,5 ‰
 ε_s 8,252 ‰
 d 52,2 cm
 x 15,55 x/d 0,2978
 δ 0,8123

Il momento resistente risulta pari a:

$$M_{Sd} = -256,90 \text{ kNm} > M_{Sd} = -105,77 \text{ kNm}$$

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

14.5 VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO

La verifica verrà condotta su una sezione quadrata equivalente di lato pari a **53,17 cm** (equivalenza di area). L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a **$V_{Sd} = -52,41$ kN**.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO

D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	53,17	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	53,17	[cm]
Copriferro netto:	c	6,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	47,17	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{tk}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	52,41	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	15,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\varnothing_{trav}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	10,53	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

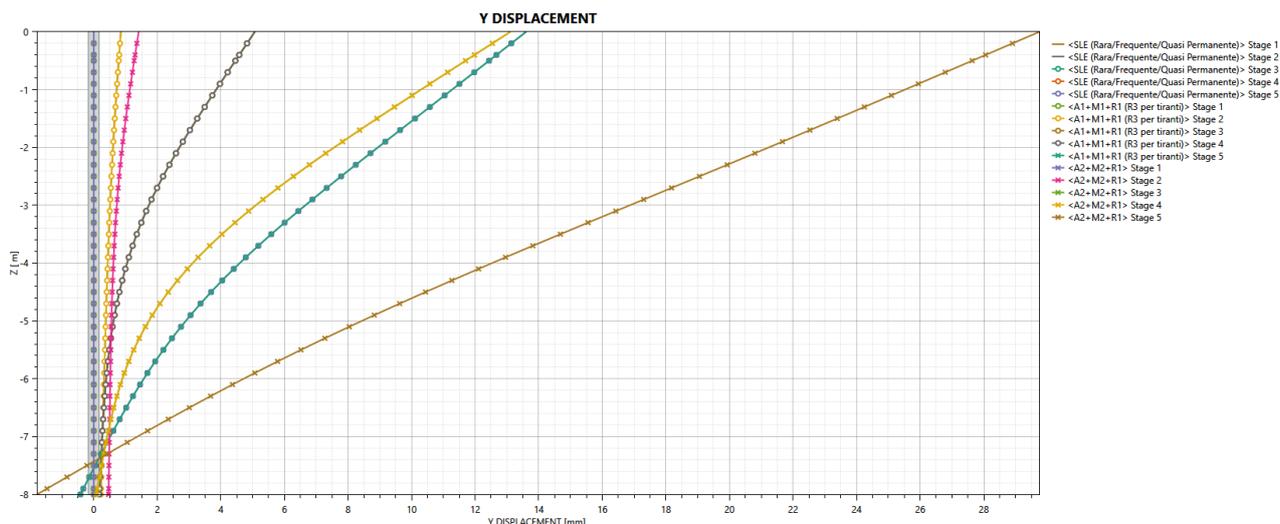
$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	53,17	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	174,98	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	796,24	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	174,98	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d} / V_{S,d}$	3,34	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.

15 PARATIA DI PALI - VERIFICA DELLO SPOSTAMENTO MASSIMO

Nel diagramma successivo è riportato l'andamento dello spostamento massimo della paratia:



Lo spostamento massimo in testa della paratia è stato determinato pari a **29,75 mm** (Combinazione SLU – GEO).

Lo spostamento risulta inferiore ai limiti di normativa:

$$d_{\max} = 29,75 \text{ mm} < d_{\text{lim}} = 0,005 \times 8.000,00 = 40,00 \text{ mm}$$

Lo spostamento massimo in esercizio della paratia è stato determinato pari a **13,60 mm**, compatibile con la funzionalità dell'opera.

16 VERIFICA DI STABILITÀ ALLA ROTAZIONE

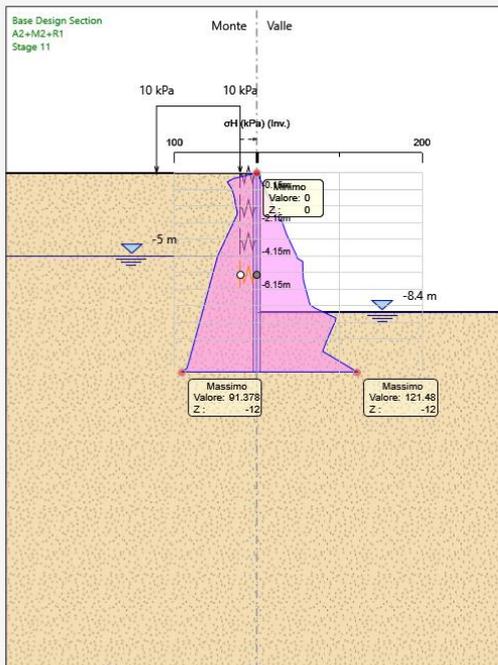
La verifica di stabilità della paratia è effettuata considerando il rispetto dei due seguenti criteri:

- 1) Il calcolo non lineare della paratia deve convergere a una soluzione equilibrata e congruente
- 2) Sul lato di scavo (valle) la spinta efficace mobilitata deve essere minore della spinta passiva disponibile, quindi il loro rapporto deve essere ≤ 1 .

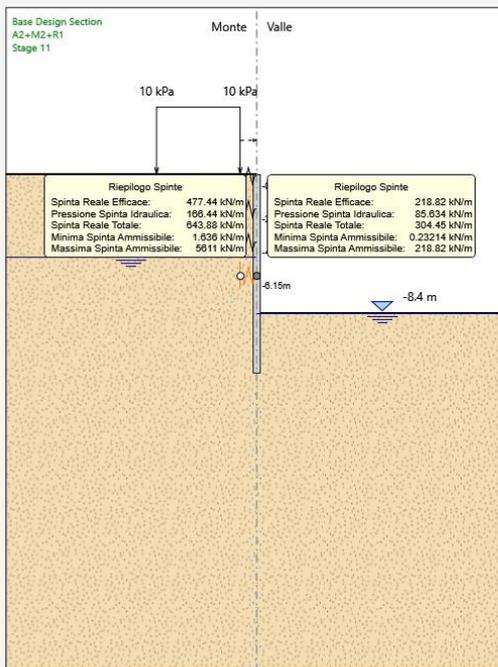
16.1 COMBINAZIONE SLU - GEO

Di seguito è riportato l'andamento delle spinte in fase finale a valle e a monte della paratia:

Terroni	γ_{soy} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$

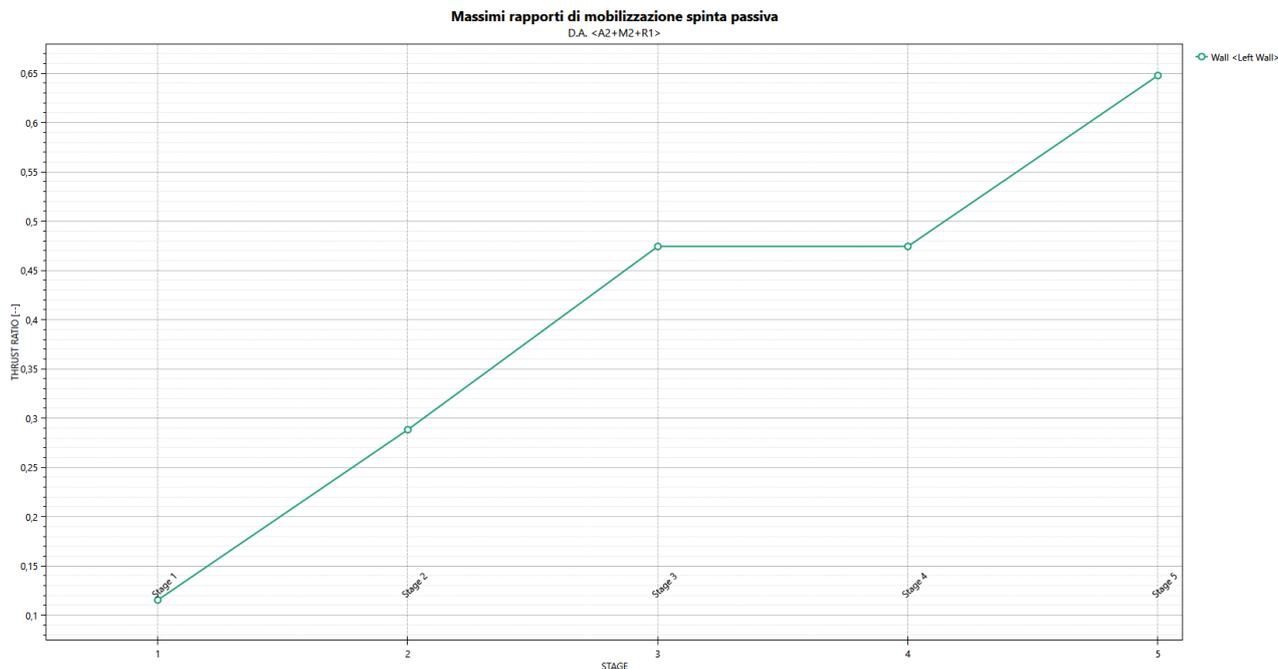


Terroni	γ_{soy} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	Moduli Elastici [kPa] or [kN/m ²]
UG1 Sabbia / Ghiaia	19	21	0	38	$E_{vc} = 50000$ $E_{ur} = 150000$



Dall'esame dei tabulati di calcolo si desume:

- 1) Il calcolo non lineare converge a una soluzione equilibrata per tutte le fasi di calcolo
- 2) Il massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva risulta $< 1,00$:

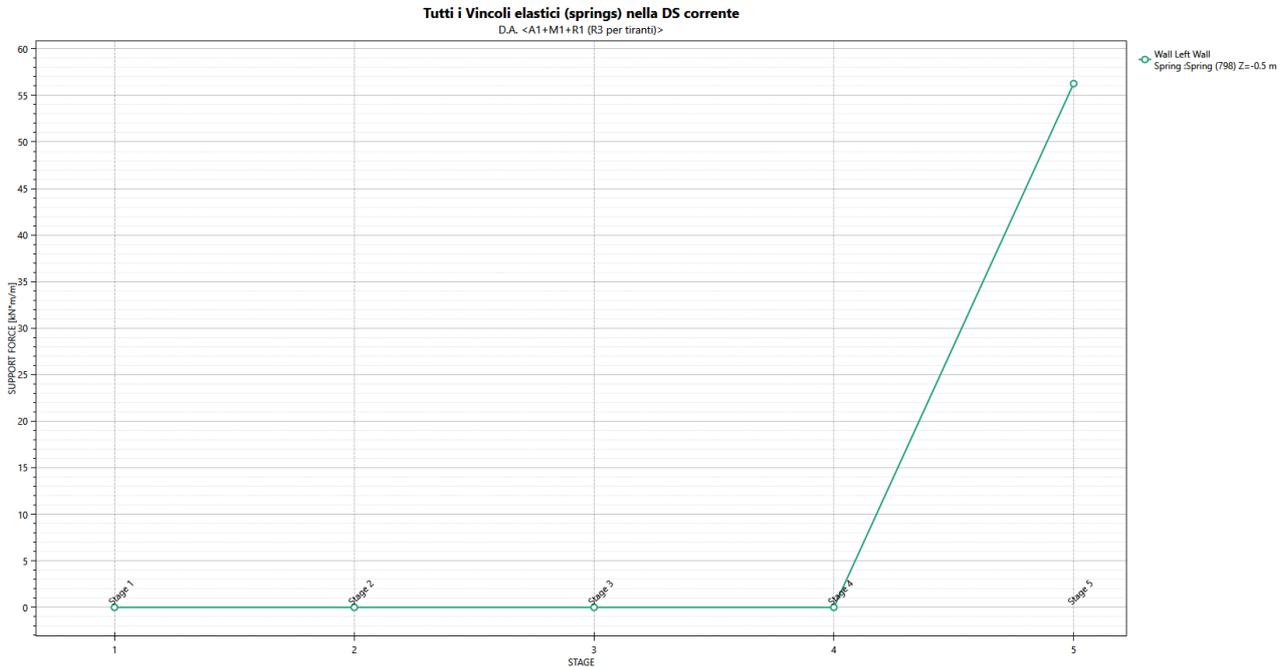


Massimo rapporto di mobilitazione della spinta passiva = $1,00 < 0,648 \rightarrow$ **VERIFICATO**

17 CORDOLO DI TESTA – VERIFICHE STRUTTURALI

17.1 VALUTAZIONE DELLE AZIONI SOLLECITANTI

Nell'immagine successiva è riportata la reazione lineare applicata sul cordolo di testa per la combinazione allo SLU - STR:



La reazione lineare massima è risultata pari a **56,27 kN/m**.

Il momento flettente massimo sul cordolo di testa, secondo lo schema di trave a campata unica di luce pari a **13,80 m**, semplicemente appoggiata alle estremità, risulta pari a:

$$M_{Sd} = 56,27 \times 13,80^2 / 8 = 1.339,50 \text{ kNm}$$

Il taglio massimo sul cordolo di testa, secondo il medesimo schema statico, risulta pari a:

$$V_{Sd} = 56,27 \times 13,80 / 2 = 388,26 \text{ kN}$$

17.2 SEZIONE E ARMATURA DI VERIFICA

La sezione di verifica è quadrata con lato pari a **100 cm**.

L'armatura longitudinale è costituita da:

- **9Ø26** interni
- **9Ø26** esterni

L'armatura a taglio è costituita da staffe a **Ø10/10**. Il copriferro netto minimo è assunto pari a **40 mm**.

17.3 VERIFICA ALLO SLU PER FLESSIONE SEMPLICE

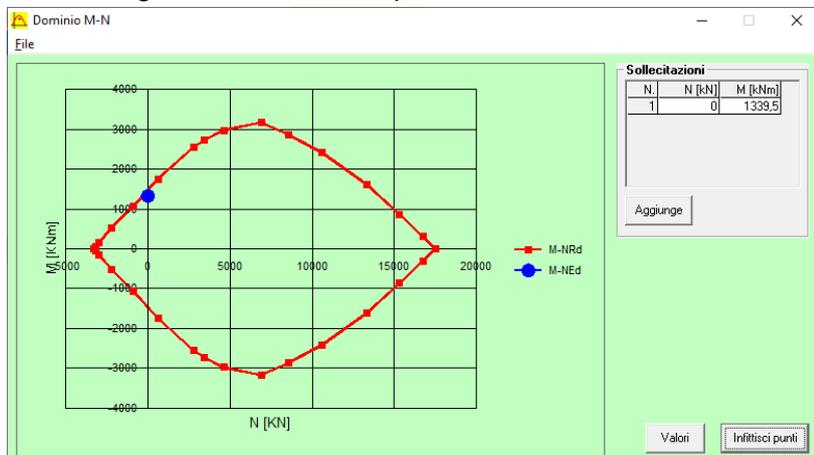
Il momento flettente di calcolo è assunto pari a $M_{Sd} = 1.339,50$ kNm.

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	100	100	1	42,47	6,3
			2	42,47	93,7

Materiali	B450C	C25/30
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2} 2 ‰
f_{yd}	391,3 N/mm²	ϵ_{cu} 3,5 ‰
E_s	200.000 N/mm²	f_{cd} 14,17 ‰
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd} 1
ϵ_{syd}	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 9,75
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co} 0,6
		τ_{c1} 1,829

Il momento resistente risulta pari a:
 $M_{Sd} = 1.479,00$ kNm > $M_{Rd} = 1.339,50$ kNm

Nell'immagine successiva è riportato il dominio di resistenza della sezione:



La verifica risulta pertanto soddisfatta.

17.4 VERIFICA ALLO SLU PER TAGLIO

L'azione tagliante di calcolo è assunta pari a $V_{Sd} = 388,26$ kN.

VERIFICA ALLO STATO LIMITE ULTIMO PER TAGLIO - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI AL TAGLIO
 D.M. 17.01.2018 - CAPITOLO 4.1.2.3.5.2

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE DELLA SEZIONE

Base della sezione trasversale:	b	100,00	[cm]
Altezza della sezione trasversale:	h	100,00	[cm]
Copriferro netto:	c	4,00	[cm]
Altezza utile della sezione:	d	96,00	[cm]

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Classe di resistenza del calcestruzzo:		C25/30	
Resistenza caratteristica cubica a compressione:	R_{ck}	30,00	[N/mm ²]
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:	f_{ck}	24,90	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo a compressione:	f_{cd}	14,11	[N/mm ²]
Tipologia dell'acciaio da armatura:		B450C	
Tensione caratteristica di rottura:	f_{ik}	540,00	[N/mm ²]
Tensione caratteristica di snervamento:	f_{yk}	450,00	[N/mm ²]
Resistenza di calcolo:	f_{yd}	391,30	[N/mm ²]

AZIONI SOLLECITANTI DI CALCOLO

Azione tagliante di calcolo:	$V_{S,d}$	388,26	[kN]
Azione normale di calcolo:	$N_{S,d}$	0,00	[kN]

ARMATURA TRASVERSALE

Inclinazione dei puntoni di calcestruzzo:	θ	45,00	[°]
Cotangente dell'angolo θ :	$\cot(\theta)$	1,00	
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave:	α	90,00	[°]
Numero di bracci dell'armatura trasversale:	n	2,00	
Passo longitudinale delle armature trasversali:	s	10,00	[cm]
Diametro dell'armatura trasversale:	\emptyset_{trav}	10,00	[mm]
Area della singola barra:	A_{barra}	0,79	[cm ²]
Area totale dell'armatura trasversale:	A_{tot}	15,80	[cm ² /m]

VERIFICA ALLO S.L.U. PER TAGLIO

La resistenza di calcolo a "taglio trazione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.27]:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot [\cot(\alpha) + \cot(\theta)] \cdot \sin(\alpha)$$

La resistenza di calcolo a "taglio compressione" viene valutata mediante la seguente relazione - D.M. 17.01.2018 [4.1.28]:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}' \cdot \frac{[\cot(\alpha) + \cot(\theta)]}{[1 + \cot^2(\theta)]}$$

Larghezza minima della sezione:	b_w	100,00	[cm]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo:	f_{yd}	7,06	[N/mm ²]
Tensione media di compressione nella sezione:	σ_{cp}	0,00	[N/mm ²]
Coefficiente maggiorativo α_c :	α_c	1,00	
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	534,18	[kN]
RESISTENZA DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd}	3047,76	[kN]
AZIONE TAGLIANTE RESISTENTE DELLA SEZIONE:	$V_{R,d}$	534,18	[kN]
COEFFICIENTE DI SICUREZZA:	$F_s = V_{R,d}/V_{S,d}$	1,38	

LA VERIFICA RISULTA POSITIVA.